

Tuomas Kankaanpää

LASKENTAMENETELMÄT TERÄSRAKENTEIDEN TOIMINNALLISESSA PALOMITOITUKSESSA

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastaja: Professor Mikko Malaska
Tarkastaja: Assistant Professor Kristo Mela
Joulukuu 2019

TIIVISTELMÄ

Tuomas Kankaanpää: Laskentamenetelmät teräsrakenteiden toiminnallisessa palomitoituksessa
Diplomityö, 86 sivua + liitteet 52 sivua
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Joulukuu 2019

Rakenteiden riittävä palonkestävyys ja rakennuksen paloturvallisuusvaatimusten täyttyminen voidaan osoittaa joko luokkiin ja lukuarvoihin tai oletettuun palonkehitykseen perustuvilla menetelyillä. Näitä menettelyjä koskevat vaatimukset ja ohjeistus esitetään kansallisissa ja eurooppalaisissa asetuksissa ja standardeissa.

Luokkiin ja lukuarvoihin perustuvassa mitoituksessa kantavien rakenteiden riittävä paloturvallisuus varmistetaan luokitusjärjestelmällä, jossa asetetaan vaatimuksia rakenteiden pintamateriaaleille sekä R-luokkavaatimus kantaville rakenteille. Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa rakennuksen paloturvallisuus perustuu rakennuksessa mahdollisesti esiintyvistä palotilanteista tehtyyn riskianalyysiin. Palosimuloinnin avulla pyritään määrittämään rakenteisiin tarkasteltavassa palotilanteessa kohdistuvat lämpörasitukset, joiden perusteella rakenteiden palonkestävyys voidaan todentaa. Palosimulointiin on käytettävissä erilaisia laskentamalleja, joiden käyttötarkoitus ja käyttökelpoisuusalueet poikkeavat toisistaan.

Rakenteiden palotilanteen kestävyys todentamiseen on käytettävissä yksinkertaisia ja kehittyneitä laskentamenetelmiä. Yksinkertaiset laskentamenetelmät ovat rakenneosakohtaiseen mitoitukseen käytettäviä mitoitusmenetelmiä, kun taas kehittyneillä laskentamenetelmillä pyritään kuvaamaan rakenteen realistista ja odotettavissa olevaa toimintaa ja käyttäytymistä palotilanteessa sekä siten todentamaan rakenteen riittävä palonkestävyys. Palotilanteessa eri tekijöiden vaikutuksista rakenneosiin saattaa syntyä merkittäviäkin rasituksia suoraan tai välillisesti. Nämä kuormanvaikutukset tulee ottaa huomioon rakenteiden suunnittelussa.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvan rakenteiden palomitoituksen käytön ollessa ainakin vielä luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa mitoitusta huomattavasti vähäisempää myös saatavilla olevaa tietoa löytyy hajanaisista lähteistä. Tämän työn tarkoituksena onkin pyrkiä kokoamaan yhteen kirjallisuusselvityksellä teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuvaa mitoitusta koskevat vaatimukset, sovellettavat analyysimenetelmät ja suunnittelun kriteerit sekä palosimuloinnin menetelmät ja lähtötiedot. Tapaustutkimuksella pyritään selvittämään palotilanteessa rakenteeseen syntyviä eri vaikutuksia ja niiden merkittävyyttä sekä niiden huomioon ottaminen rakenteiden mitoituksessa.

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin pilareista ja ristikosta koostuvan kehän toimintaa standardipalon ja paikallisten palojen vaikutusten alaisena. Kehän mitoitusta tehtiin rakenneosan tarkasteluna R15-vaatimuksen mukaisesti käyttämällä RFEM-ohjelman EC3-moduulia. Vertailuna rakenneosakohtaiselle tarkastelulle, tarkastelu tehtiin myös Safir-laskentaohjelmalla rakenteen osan tarkasteluna. Paikallisen palon alaisen rakenteen toimintaa tutkittiin sijoittamalla paikallinen palo kehän keskelle sekä pilarin viereen. Rakenteen toimintaan palotilanteessa tutkittiin palotilanteen mitoituskuurmituksilla eri kuormitustapauksilla ja ilman kuormituksia. Lisäksi paikallisten palojen tapauksissa tehtiin tarkasteluja myös korotetuilla kuormituksilla.

Tehtyjen tarkastelujen perusteella Safir-laskentaohjelmalla tehdyn rakenteen osan tarkastelussa saadaan tarkastellulla rakenteella hieman rakenneosakohtaista tarkastelua pidempi palonkestoaika, vaikka rakenteen osan tarkastelussa otetaan huomioon välilliset ja epäsuorat kuormanvaikutukset. Paikallisten palojen tarkasteluista voidaan todeta, että rakenneosat saattavat kokea merkittäviäkin muodonmuutoksia ja rakenneosia rasittavat voimasuureet voivat vaihdella merkittävästikin palotilanteessa. Paikallisten palojen yhteydessä esitettiin myös tapaus, jossa rakenteen sortuma aiheutuu jäähtymisvaiheessa.

Avainsanat: Toiminnallinen palomitoitus, oletettuun palonkehitykseen perustuva palomitoitus, teräsrakenteet

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Tuomas Kankaanpää: Fire resistance design of steel structures under natural fire
Master of Science These, 86 pages + appendixes 52 pages
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
December 2019

Fulfilments of buildings fire resistance requirements can be proved by standard temperature-time curve-based design or performance-based fire design. Requirements of those methods are given in national and European building regulations and standards.

In standard temperature-time curve-based design there are given classes and numerical values which are used to prove structures sufficient fire resistance where performance-based design aim at the realistic simulation of fire situation. Design fire scenarios which are used to simulate fire situation in the building are chosen based on the risk analysis. Fire simulations are used to define structures thermal exposures. There are different calculation models which can be used in fire simulations, but those usabilities and purpose of use differs. Nowadays it is common to use simulations which are based on computational fluid dynamics.

Simplified design models can be used with member design where advanced calculation models are used to simulate structures realistic behaviours in fire situation and prove structures sufficient fire resistance in that way. In the fire situation restrained thermal elongation and non-uniform temperature distribution may cause significant forces and stresses on the members. Those effects have to be taken into account in the design of structures.

Use of performance-based fire design is still more uncommon than standard temperature-time curve-based design so that the available information is found in scattered sources. The purpose of this work is to try to collect together a literature report the demands concerning the performance-based fire design of steel structures, the analysis methods to be adapted and the criteria of the design and the methods of the fire simulation. The case study attempts to investigate different effects which exist in the fire situation and significance of those effects.

In the case study frame structure behaviour under the standard fire and natural fire exposure was examined. The frame was designed using member-based standard fire design with R15 requirements. Those standard fire designs were made with RFEM EC3-module. For the comparison of member-based design, examination was also made with part of the structure. In the natural fire cases, localised natural fire was positioned the middle of the frame and next to the column. Behaviour of the structure was examined with fire situation design load and without load. Furthermore, examinations were made in the cases of the localised fire with raised loads.

On the basis of the examinations, fire resistance time was slightly higher in part of the structure design than member-based design even that indirect effect of restrained thermal elongation and temperature differences between members was taken into the account in part of structure design. One can notice from result that members can experience significant transformations and forces can vary significantly in fire situation. There was also the case where collapse of the structure happened at the cooling down phase.

Keywords: Performance-based fire safety design, steel structures

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Haluan kiittää Jari Hietalaa, Ville Lainetta ja muita työkavereitani A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ssä saamistani neuvoista ja ohjeistuksista. Kiitokset myös työn tarkastaneille Mikko Malaskalle ja Kristo Melalle. Lisäksi haluan kiittää perhettäni ja ystäviäni saamastani tu-esta ja kannustuksesta koko opiskeluajaltani.

Tampereella, 1.12.2019

Tuomas Kankaanpää

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen taustaa	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset.....	2
1.3	Tutkimuksen toteutus ja rakenne	3
2.	PALOMITOITUKSEN TAUSTAA.....	4
3.	MÄÄRÄYKSET JA ASETUKSET TOIMINNALLISELLE PALOMITOITUKSELLE ..	6
3.1	Yleistä määräyksistä ja asetuksista	6
3.2	Määräykset ja asetukset palosimuloinnista	7
3.3	Määräykset ja asetukset rakenneanalyysistä	9
4.	PALOSIMULOINTI	13
4.1	Mitoituspalo	13
4.2	Paikallisen palon mallit	17
4.3	Vyöhykemallit	20
4.4	CFD-Mallit	22
4.5	Lämmönsiirto ja adiabaattinen pintalämpötila	22
5.	RAKENTEEN PALOTILANTEEN KESTÄVYYDEN TODENTAMINEN	25
5.1	Materiaaliominaisuudet.....	25
5.2	Yksinkertaiset laskentamenetelmät.....	29
5.3	Lämpötilanmuutoksen vaikutukset.....	32
5.4	Puristetut sauvat.....	34
5.5	Normaalivoiman ja taivutusmomentin plastinen yhteisvaikutuskuvaaja epätasaiselle lämpötilajakaumalle.....	36
5.6	Kehärakenteen toiminta palotilanteessa	37
5.7	Ristikön toiminta palotilanteessa.....	38
5.8	Herkkyysanalyysi.....	40
6.	VERTAILULASKELMAT JA TULOKSET	41
6.1	Tarkasteltava rakenne	41
6.2	Standardipalo	43
6.3	Toiminnallinen palomitoitus	50
6.3.1	Jäähdytysvaiheen sortuma	67
6.4	Lämpötilaeron ja epätasaisen lämpötilajakauman vaikutukset.....	71
6.5	Murtumismekanismit tarkastelluissa palotilanteissa	78
7.	TULOSTEN ANALYSOINTI	80
7.1	Standardipalo	80

7.2 Toiminnallinen palomitoitus	81
8. YHTEENVETO.....	84
LÄHTEET	87
LIITE A: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ NORMAALILÄMPÖTILASSA RFEM:STÄ JA SAFIRISTA.....	91
LIITE B: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ STANDARDIPALLOSSA.....	95
LIITE C: PROFIILIENTÄ LÄMPÖTILAJEN KEHITTÄMINEN PAIKALLISEN PALON TAPAUKSESSA, PALO KESKELLÄ.....	101
LIITE D: PROFIILIENTÄ LÄMPÖTILAJEN KEHITTÄMINEN PAIKALLISEN PALON TAPAUKSESSA, PALO PILARIN VIERESSÄ.....	119
LIITE E: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ, PALO KESKELLÄ.....	132
LIITE F: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ, PALO PILARIN VIERESSÄ.....	135
LIITE G: VOIMASUUREITA JÄÄHTÄMISVÄIHEEN SORTUMASTA	139
LIITE H: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ LÄMPÖTILAN VÄIKUTUKSISTA	140

KUVALUETTELO

Kuva 1.	Standardipalon ja kahden luonnollisen palon aika-lämpötilakäyrät.....	5
Kuva 2.	Eurokoodissa [8] esitetty toimivuuteen perustuvan mitoitustenmenettelyn kaavio.....	11
Kuva 3.	Lämmönluovutusnopeuden kuvaaja [6].	17
Kuva 4.	Paikallisen palon vyöhykkeet [20].	19
Kuva 5.	Paikallisen palon mallista ja vyöhykemallista saatavat lämpötilat sekä yhtenäisellä viivalla suunnittelussa käytettävä lämpötilajakauma [24].	21
Kuva 6.	Hiiliteräksen pienennystekijät [8].	26
Kuva 7.	Hiiliteräksen jännitys-venymäkuvaaja normaalissa ja korkeassa lämpötilassa.	26
Kuva 8.	Hiiliteräksen ja austeniittisen ruostumattoman teräksen lämpöpiteneminen [8].	27
Kuva 9.	Hiiliteräksen ja ruostumattoman teräksen ominaislämpökapasiteetti [8].	28
Kuva 10.	Hiiliteräksen ja ruostumattoman teräksen lämmönjohtavuus [8].	29
Kuva 11.	Kimmomoduulin ja myötörajan pienennystekijöiden suhteen neliöjuuri lämpötilan funktiona on esitetty yhtenäisellä viivalla ja 0,85 pienennyskerroin katkoviivalla [28].	30
Kuva 12.	Täysin estetyn lämpölaajenemisen aiheuttaman normaalivoiman suhteellinen osuus poikkileikkauksen normaalivoimakestävyydestä lämpötilan funktiona.	32
Kuva 13.	Puristetun sauvan kriittisen lämpötilan määrittäminen [34]. Kuvassa on esitetty yhtenäisellä viivalla sauvan normaalivoiman kehittymisestä lämpötilan funktiona, pistekatkoviivalla nurjahduskestävyys ja katkoviivalla sauvan ulkoinen kuormitus. Sauvan normaalivoiman ja ulkoisen kuormituksen leikkauskohdasta voidaan määrittää kriittinen lämpötila, joka on merkitty kuvaan nuolella.	35
Kuva 14.	Tarkasteltava kehä ja päämitat.	41
Kuva 15.	Kehän tarkastelupisteiden numerointi taulukkoa 3 vastaavasti.	42
Kuva 16.	Kehän rakenneosien numerointi taulukkoa 4 vastaavasti.	44
Kuva 17.	Profiilien lämpötilan kehittyminen ajan funktiona Safirilla laskettuna.	44
Kuva 18.	Kehän siirtymätila 10-kertaisena 900 sekunnin kohdalla standardipalossa.	45
Kuva 19.	Kehän keskipisteen pystysuuntainen siirtymä ja ristikon taipuma ajan funktiona standardipalossa.	45
Kuva 20.	Alapaarteen normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona standardipalossa.	46
Kuva 21.	Kehän siirtymätila 5-kertaisena 988 sekunnin kohdalla standardipalossa.	47
Kuva 22.	Diagonaalien normaalivoiman kehittyminen ja nurjahduskestävyys standardipalossa.	47
Kuva 23.	Pilarin normaalivoimien ja taivutusmomenttien yhteisvaikutuskuvaajat standardipalossa, kun $t=988$ sekuntia ja $t=989$ sekuntia.	48
Kuva 24.	Pilareiden alapäiden taivutusmomenttien kuvaajat ajan funktiona.	48
Kuva 25.	Pilareiden alapäiden normaalivoiman kuvaaja ajan funktiona.	49
Kuva 26.	Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä ajan funktiona.	49

Kuva 27.	<i>Ristikon alapaarten ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona standardipalossa.</i>	50
Kuva 28.	<i>Lämmönlvovutusnopeuden kuvaaja ajan funktiona.</i>	51
Kuva 29.	<i>Putkiprofiilin poikkileikkaus ja lämpötilan mittausanturien sijoitus.</i>	52
Kuva 30.	<i>Paikallisten palojen sijainnit.</i>	52
Kuva 31.	<i>Kehän jako osiin profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettuna keskelle.</i>	53
Kuva 32.	<i>Kehän jako osiin profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen.</i>	53
Kuva 33.	<i>Alapaarten (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettuna keskelle.</i>	54
Kuva 34.	<i>Alapaarten (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen.</i>	54
Kuva 35.	<i>Alapaarten (A1) poikkileikkausten lämpötilajakaumat ajanhetkellä $t=696$ sekuntia.</i>	55
Kuva 36.	<i>Ristikon taipuma, kun palo keskellä.</i>	57
Kuva 37.	<i>Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia 50-kertaiseksi skaalattuna, kun palo on keskellä.</i>	57
Kuva 38.	<i>Ristikon taipuma, kun palo pilarin vieressä.</i>	58
Kuva 39.	<i>Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia skaalattuna 50-kertaiseksi, kun palo on pilarin vieressä.</i>	58
Kuva 40.	<i>Alapaarten yhteisvaikutuskuvaajat keskeltä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=546$ sekuntia sekä palo on sijoitettuna keskelle.</i>	59
Kuva 41.	<i>Alapaarten normaalivoimakestävyys ja veto keskellä.</i>	60
Kuva 42.	<i>Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo keskellä ja $t=722$ sekuntia.</i>	61
Kuva 43.	<i>Alapaarten yhteisvaikutuskuvaajat ristikon päässä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=370$ sekuntia sekä palo on sijoitettuna pilarin viereen.</i>	62
Kuva 44.	<i>Alapaarten normaalivoimakestävyys ja veto ristikon päässä, kun palo pilarin vieressä.</i>	63
Kuva 45.	<i>Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo pilarin vieressä.</i>	64
Kuva 46.	<i>Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo keskellä.</i>	64
Kuva 47.	<i>Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo pilarin vieressä.</i>	65
Kuva 48.	<i>Ristikon alapaarten ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona, kun palo keskellä.</i>	66
Kuva 49.	<i>Ristikon alapaarten ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona, kun palo pilarin vieressä.</i>	66
Kuva 50.	<i>Ristikon taipuman kuvaaja, kun palo sijoitettu pilarin viereen ja kuorma kasvatettu 4-kertaiseksi.</i>	67
Kuva 51.	<i>Rakenteen siirtymätila 1322 sekunnin kohdalla.</i>	68
Kuva 52.	<i>Yläpaarten lämpötilan kehittyminen kohdassa, jossa nurjahtaminen tapahtuu.</i>	68
Kuva 53.	<i>Yläpaarten normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja sekä normaalivoiman ja taivutusmomentin kehittyminen.</i>	69
Kuva 54.	<i>Alapaarten normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona kehän keskellä, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen ja kuorma on kasvatettu 4-kertaiseksi.</i>	70
Kuva 55.	<i>Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä.</i>	70
Kuva 56.	<i>Ristikon ala- ja yläpaarten päiden pystysuuntaiset siirtymät ajan funktiona standardipalossa.</i>	71

Kuva 57.	<i>Ristikon ala- ja yläpaarteiden päiden vaakasuuntaiset siirtymät ajan funktiona standardipalossa.....</i>	<i>72</i>
Kuva 58.	<i>Pilarin alapään taivutusmomentti ajan funktiona standardipalossa.</i>	<i>73</i>
Kuva 59.	<i>Ala- ja yläpaarteiden normaalivoimat standardipalossa.....</i>	<i>73</i>
Kuva 60.	<i>Kehän tarkastelupisteiden numerointi kuvassa 58 esitetyistä voimasuureiden sijainneista.</i>	<i>74</i>
Kuva 61.	<i>Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo keskellä.....</i>	<i>74</i>
Kuva 62.	<i>Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo pilarin vieressä.</i>	<i>74</i>
Kuva 63.	<i>Ala- ja yläpaarteiden pystysuuntaiset siirtymät, kun palo keskellä.....</i>	<i>75</i>
Kuva 64.	<i>Ala- ja yläpaarteiden vaakasuuntaiset siirtymät ristikon päädyssä, kun palo pilarin vieressä.....</i>	<i>76</i>
Kuva 65.	<i>Pilareiden alapäiden taivutusmomenttien kuvaajat molempien paikallisten palojen tapauksissa.</i>	<i>77</i>
Kuva 66.	<i>Alapaarteiden taivutusmomentit.</i>	<i>77</i>
Kuva 67.	<i>Alapaarteiden keskipisteen pystysuuntaisia siirtymiä eri kuormituksilla, kun palo keskellä.</i>	<i>79</i>
Kuva 68.	<i>Alapaarteiden vetokestävyys ja -rasituksia eri kuormituksilla, kun palo keskellä.</i>	<i>79</i>

LYHENTEET JA MERKINNÄT

α_c	Konvektion lämmönsiirtymiskerroin
$\gamma_{M,fi}$	Palotilanteen varmuuskertoin
ε	Emissiivisyys, säteilykerroin, myös pienennyskerroin teräsrakenteiden mitoituksessa
ε_f	Palon säteilykerroin
ε_m	Pinnan säteilykerroin
θ_{AST}	Adiabaattinen pintalämpötila
θ_{cr}	Teräksen kriittinen lämpötila
θ_g	Kaasun lämpötila
θ_m	Rakenneosan pinnan lämpötila
λ	Rakenneosan hoikkuus
λ_a	Teräksen lämmönjohtavuus
σ	Stefan Boltzmannin vakio $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ [W/m}^2\text{K}^4]$, myös jännitys
τ	Hiipumisaikavakio
φ	Kulma
Φ	Näkyvyyskerroin
A_{fi}	Paloalueen suurin pinta-ala
CFD	Computational fluid dynamics
E	Kimmomoduuli
f_y	Teräksen myötöraja
h_{eq}	Aukkojen keskimääräinen korkeus
h_{inc}	Muiden säteilyn lähteiden emittoiman säteilyn summana saatava säteilyn lämpövuoto
h_{net}	Nettolämpövuoto
$h_{net,c}$	Konvektiolla tapahtuvan lämmönsiirron lämpövuoto
$h_{net,r}$	Säteilemällä tapahtuvan lämmönsiirron lämpövuoto
H_u	Puun nettolämpöarvo 17,5 MJ/kg
k_d	Rakenneosan jäykkyys
$k_{k0,2,\theta}$	0,2-rajan pienennyskerroin
k_{tot}	Rakenteen jäykkyys
$k_{y,\theta}$	Myötörajan pienennyskerroin
L	Pituus, jänneväli
l_{fi}	Palotilanteen nurjahduspituus
m	Palokuorman palava suhteellinen osuus
Q	Lämmönluovutusnopeus
$Q_{fi,k}$	Mitoituspalokuorman tiheys
Q_{max}	Lämmönluovutusnopeuden
RHR	Lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo
t_a	Ajan hetki, jolloin lämmönluovutusnopeus saavuttaa arvon 1 MW:a
v	Taipuma

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen taustaa

Määräyksissä ja asetuksissa sallitaan kahden toisistaan hyvin merkittävästi poikkeavan menetelmän käyttäminen rakenteiden palotilanteen kestävyysvarmentamiseen. Rakenteiden palonkesto voidaan varmentaa luokkiin ja lukuarvoihin perustuvalla menetelmällä, käyttämällä yksityiskohtaisia sääntöjä ja laskentamenetelmiä, tai toiminnallisella palomitoituksella/oletettuun palonkehitykseen perustuvalla menettelyllä.

Tällä hetkellä on vielä hyvin yleistä, että rakenteet suunnitellaan standardipalokäyrään perustuen käyttäen luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa menettelyä. Oletettuun palonkehitykseen perustuvan menettelyn käytöllä voidaan kuitenkin saavuttaa parempi ymmärrys rakenteiden toiminnasta ja käyttäytymisestä palotilanteessa. Lisäksi oletettuun palonkehitykseen perustuvan menettelyn avulla voidaan määrittää tarkemmin mm. mahdollisesti tarvittavat palosuojaukset.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa palomitoituksessa rakenteisiin syntyvät palorasitukset voidaan määrittää käyttäen palosimulointia. Yleisesti palosimulointi tehdään nykyisin käyttämällä laskennallista virtausdynamiikkaa hyödyntäviä ohjelmia, joilla saadaan yksinkertaisia laskentamalleja tarkempi käsitys palotilanteesta. Yksinkertaisempia vyöhykemallia hyödyntäviä ohjelmia käytetäänkin lähinnä nopeiden ja alustavien laskelmien suorittamiseen.

Palotilanteessa rakenteet voivat kokea suuria muodonmuutoksia ja näiden seurauksena rakenneosiin saattaa syntyä merkittäviäkin rasituksia suoraan tai epäsuorasti ja välillisesti. Lisäksi nämä rasitukset saattavat vaihdella merkittävästi palotilanteen aikana. Pääosin nämä rasitukset syntyvät estetyn lämpölaajenemisen ja epätasaisten, niin poikileikkausten sisäisten kuin rakenneosien välisten, lämpötilajakaumien vaikutuksesta. Välillisten ja epäsuorien voimasuureiden jättäminen huomioon ottamatta rakenteiden mitoituksessa saattaaakin johtaa epäkonservatiivisiin tuloksiin. Myös standardit edellyttävät näiden välillisten ja epäsuorien kuormanvaikutusten huomioon ottamista rakenteiden mitoituksessa.

Palon jäähtymisvaiheessa rakenneosien lämpölaajenemiset lähtevät palautumaan, jolloin tästä aiheutuu rasituksia rakenneosille mahdollistaen rakenteen sortumisen myös jäähtymisvaiheessa. Massiivisemmilla poikkileikkauksilla lämpötilan hitaampi tasaantuminen mahdollistaa materiaaliominaisuuksien alenemisen vielä palon jäähtymisvaiheessa ja vielä palon jälkeenkin, jolloin rakenteen sortuminen on mahdollista.

Oletettuun palokehitykseen perustuvan rakenteiden palomitoituksen käytön ollessa ainakin vielä luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa mitoitusta huomattavasti vähäisempää myös saatavilla olevaa tietoa löytyy hajanaisista lähteistä. Tämän työn tarkoituksena onkin pyrkiä kokoamaan yhteen teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuvaa mitoitusta koskevat vaatimukset ja eri analyysimenetelmiä. Tapaustutkimuksella pyritään selvittämään rakenteen toimintaa palotilanteessa ja osoittamaan eroavuuksia/samankaltaisuuksia eri mitoitustilanteiden välillä.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset

Tämän tutkimuksen tavoitteena on selvittää teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuvalla palomitoitukselle asetetut vaatimukset sekä mitoituksessa huomioon otettavia eri tekijöitä ja niiden vaikutuksia rakenteen toimintaan palotilanteessa. Tätä tietoa voidaan myöhemmin hyödyntää teräsrakenteiden suunnittelun ja mitoituksen yhteydessä. Näitä edellä esitettyjä asioita pyritään selvittämään kirjallisuusselvityksen ja tapaustutkimuksen avulla.

Kirjallisuusselvityksellä pyritään kokoamaan yhteen oletettuun palonkehitykseen perustuvalla palomitoitukselle asetetut vaatimukset, sovellettavat analyysimenetelmät ja suunnittelun kriteerit sekä palosimuloinnin menetelmät ja lähtötiedot. Kirjallisuusselvityksellä koostettu yhteenveto edellä esitetyistä asioista luo pohjan rakenteiden toiminnan analysoinnille palotilanteessa. Sitä käytetään pohjana myös tähän työhön sisällytettävän tapaustutkimuksen yhteydessä.

Tutkimukseen sisällytettävässä tapaustutkimuksessa tarkastellaan tuotantohallin yksittäisen kehän toimintaa palotilanteessa. Tapaustutkimuksella pyritään selvittämään palotilanteessa rakenteeseen syntyviä eri vaikutuksia ja niiden merkittävyyttä sekä niiden huomioon ottaminen rakenteiden mitoituksessa. Tapaustutkimuksesta saatavien tulosten avulla voidaan osoittaa rakenteen toiminnan eroavuuksia/samankaltaisuuksia normaalilämpötilan ja palotilanteen sekä eri palotilanteiden välillä. Käytännön suunnittelun kannalta tapaustutkimuksen kaltaista rakenteen toiminnan analysointia voidaan käyttää

osoittamaan rakenteen riittävä kantokyky palotilanteessa tai sen avulla voidaan määrittää vaadittavat palosuojaukset.

Työ rajataan koskemaan vain oletettuun palonkehitykseen perustuvaa palomitoitusta ja teräsrakenteita sekä näille asetettuja määräyksiä ja asetuksia. Teräsrakenteiden palotilanteen toiminnan osalta ei käsitellä liitosten toimintaa. Myöskään palosimuloinnin suorittamiseen ja siinä huomioon otettaviin asioihin ei tämän työn puitteissa paneuduta.

1.3 Tutkimuksen toteutus ja rakenne

Tutkimus toteutetaan pääosin kirjallisuustutkimuksena sisältäen myös tapaustutkimuksen tuotantohallin kehärakenteen toiminnasta ja rakenteeseen syntyvistä rasituksista palotilanteessa. Eri analyysimenetelmiä ja rakenteen toimintaa käsitteleviä julkaisuja pyritään kokoamaan erilaisista määräyksistä, ohjeista, tutkimuksista ja artikkeleista. Tapaustutkimus tehdään tarkastelemalla yksittäisen kehän toimintaa paikallisen palon tapauksissa sekä standardipalon alaisena. Paikallisen palon vaikutusta kehän toimintaan ja rakenteeseen syntyviin rasituksiin tutkitaan sijoittamalla palo kahteen eri kohtaan.

Tutkimuksen luvussa 2 käydään läpi lyhyesti palomitoituksen taustaa, jonka jälkeen luvussa 3 käsitellään oletettuun palonkehitykseen perustuvalla palomitoituksella määräyksissä, asetuksissa ja standardeissa asetettuja vaatimuksia. Luvussa 4 käsitellään mitoituspaloa, lämmönluovutusnopeutta ja palosimulointiin käytettäviä malleja sekä adiabaattista pintalämpötilaa. Luvussa 5 käydään läpi teräksen materiaaliominaisuuksia palotilanteessa sekä yksinkertaisia laskentamenetelmiä. Lisäksi käsitellään eri julkaisuissa esitettyjä laskentamenetelmiä ja rakenteen toimintaa palotilanteessa. Luvussa 6 käydään läpi tapaustutkimuksessa tarkasteltava rakenne ja eri palotilanteista saadut tulokset. Lisäksi tuloksissa esitetään pelkän palon aiheuttamia rakenteen muodonmuutoksia, siirtymiä ja voimasuureita sekä niiden muutoksia palotilanteessa. Luvussa 6 esitetään myös yksi jäähtymisvaiheessa tapahtunut sortuma ja sortumismekanismit eri palotapauksissa. Luvussa 7 analysoidaan ja käydään läpi luvussa 6 esitetystä tapaustutkimuksesta saatuja tuloksia. Lopuksi luvussa 8 on yhteenveto koko työstä.

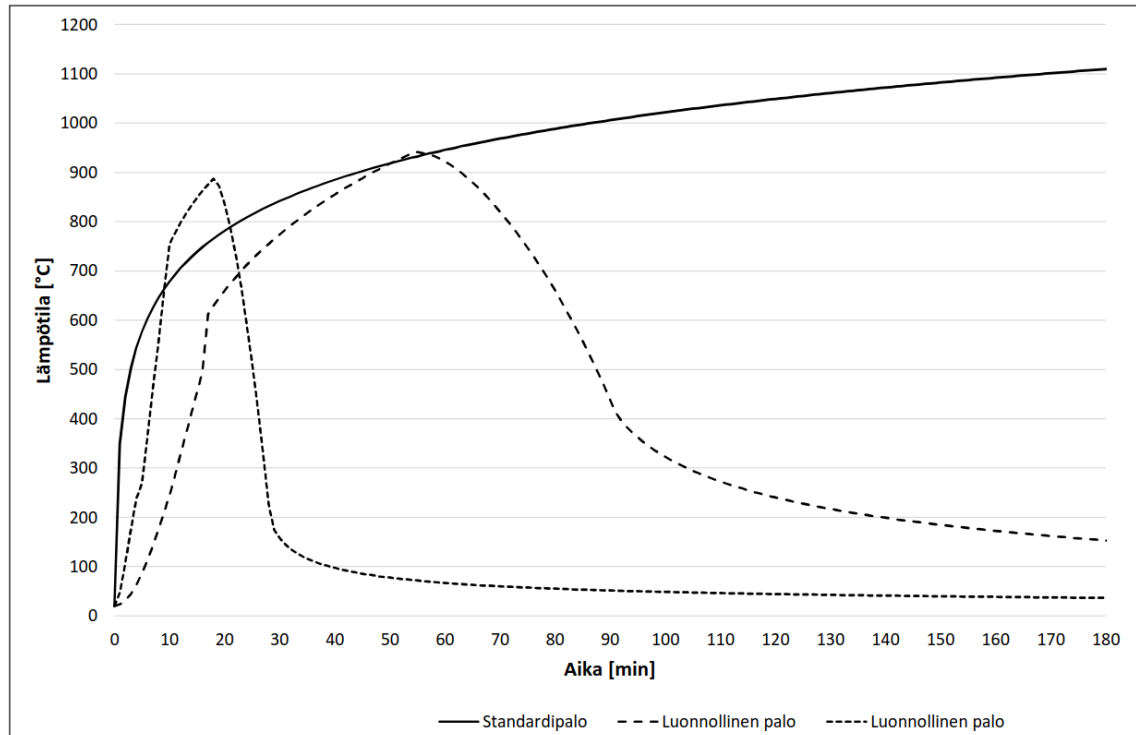
2. PALOMITOITUKSEN TAUSTAA

Rakenteiden riittävä palonkestävyys ja rakennuksen paloturvallisuusvaatimusten täyttyminen voidaan osoittaa joko luokkiin ja lukuarvoihin tai oletettuun palonkehitykseen perustuvilla menettelyillä [1]. Näitä menettelyjä koskevat vaatimukset ja ohjeistus esitetään kansallisissa ja eurooppalaisissa asetuksissa ja standardeissa.

Luokkiin ja lukuarvoihin perustuvassa mitoituksessa kantavien rakenteiden riittävä palonkesto varmistetaan luokitusjärjestelmällä, jossa asetetaan vaatimuksia rakenteiden pintamateriaaleille sekä R-luokkavaatimus kantaville rakenteille. R-luokkavaatimus perustuu standardipalokäyrään, jonka avulla voidaan osoittaa rakenteiden riittävä palonkestävyys käyttämällä standardoituja yksityiskohtaisia sääntöjä. R-luokkavaatimuksen perusteella rakenteelle määritetty standardipalonkesto aika ei usein kuitenkaan ole se aika, jonka rakenne kestää todellisessa palotilanteessa, sillä standardipalokäyrä eroaa usein huomattavasti todellisen palon käyrästä. R-luokituksen perustana oleva standardipalokäyrä jatkaa nousuaan ajan funktiona eikä se sisällä syttymis- ja jäähtymisvaihetta, kun taas oletettuun palon kehitykseen perustuvassa palomitoituksessa käytettävä palokäyrä sisältää palosta riippuvaiset, eri mittaiset, palon eri vaiheet.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa rakennuksen paloturvallisuus perustuu rakennuksessa mahdollisesti esiintyvistä palotilanteista tehtyyn riskianalyysiin. Riskianalyysin perusteella määritetään ja valitaan mitoituspaloskenaariot, joita käytetään simuloitaessa todellista palotilannetta rakennuksessa. Palosimuloinnin avulla pyritään määrittämään rakenteisiin tarkasteltavassa palotilanteessa kohdistuvat lämpörasitukset, joiden perusteella rakenteiden palonkestävyys voidaan todentaa. Lisäksi palosimulointia hyödyntämällä voidaan simuloida henkilöiden poistumista rakennuksesta palotilanteessa ja sen perusteella varmentaa poistumisturvallisuus. Huolellisesti tehdyllä oletettuun palonkehitykseen perustuvalla mitoituksella saavutetaan luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa menettelyä parempi ymmärrys rakennuksen paloturvallisuudesta ja rakenteiden toiminnasta ja käyttäytymisestä palotilanteessa.

Alla olevassa kuvassa 1 on esitetty standardipalokäyrä ja esimerkinomaisesti kahden luonnollisen palon aika-lämpötilakäyrät. Luonnollisen palon tapauksessa lämpötilan kehittyminen on täysin riippuvainen palon ja rakennuksen ominaisuuksista, jonka vuoksi luonnollisen palon käyrät saattavat poiketa myös toisistaan merkittävästi.



Kuva 1. Standardipalon ja kahden luonnollisen palon aika-lämpötilakäyrät.

Myös rakenteiden mitoituksessa on eroavuuksia näiden menettelyjen välillä. Luokkiin ja lukuarvoihin perustuvassa menettelyssä rakenteiden kestävyys voidaan todentaa yksinkertaisten laskentakaavojen avulla jättämällä välilliset ja epäsuorat kuormanvaikutukset huomioon ottamatta, kun taas oletettuun palonkehitykseen perustuvassa menettelyssä nämä välilliset ja epäsuorat kuormanvaikutukset tulee ottaa huomioon [2]. Näiden kuormanvaikutusten huomioon ottaminen vaatii kuitenkin lähes poikkeuksetta kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämistä rakenteen analysointiin. Kehittyneillä laskentamenetelmillä pyritään todentamaan rakenteiden odotettavissa olevaa käyttäytymistä ja toimintaa palotilanteessa ja siten varmentamaan rakenteiden riittävä palonkestävyys.

3. MÄÄRÄYKSET JA ASETUKSET TOIMINNALLISELLE PALOMITOITUKSELLE

3.1 Yleistä määräyksistä ja asetuksista

Oletettuun palonkehitykseen perustuvan suunnittelun tulee kattaa rakennuksessa todennäköisesti esiintyvät tilanteet ja vaatimuksen täyttyminen on todennettava tapauskohtaisesti ottamalla huomioon rakennuksen ominaisuudet ja käyttö. Kun rakenteet suunnitellaan oleellisilta osin tai kokonaan oletettuun palonkehitykseen perustuen tai oletettuun palonkehitykseen perustuvaa menettelyä käytetään poistumisturvallisuuden perustana, kuuluu rakennus tällöin paloluokkaan P0. Kantavat rakenteet kuuluvat aina oleellisiin osiin. Rakennuksen kokonaisuuden kannalta pienehköä poikkeamaa luokista ja lukuarvoista voidaan kuitenkin perustella myös oletettuun palonkehitykseen perustuvan mitoituksen avulla ilman, että rakennus kuuluisi paloluokkaan P0. [1]

Rakennuksen kuullessa paloluokkaan P0 on henkilömäärää ja palokuormaa koskevat tiedot ilmoitettava rakennukseen helposti havaittavaan paikkaan asennetulla kiinteällä merkinnällä [1]. Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa suunnittelussa on käytettävä menetelmiä, joiden kelpoisuus on osoitettu ja suunnittelun perusteet, käytetyt mallit sekä saadut tulokset esitetään rakennuslupamenettelyn yhteydessä [1]. Lopullisten tulosten esittäminen rakennuslupamenettelyn yhteydessä ei kuitenkaan aina ole mahdollista rakennuksen suunnittelun yhteydessä tulevien muutosten vuoksi. Ympäristöministeriön asetuksen muistiossa [3] esitetään, että asiakirjoissa tulee esittää ainakin seuraavat asiat:

- rakennuksen ja rakennuksessa olevien paloturvallisuuslaitteiden kuvaus,
- rakennuksen käytöstä sen koko elinkaaren aikana tehdyt oletukset,
- palokunnan toimintamahdollisuuksista tehdyt oletukset,
- perusteet tarkasteltaviksi valituista palotilanteista,
- vikaantumistarkastelu tarvittavassa laajuudessa perusteluineen,
- rakennuksen käytön aikana edellytettävät huolto- ja kunnossapitotoimet,
- käytettyjen menetelmien kuvaus, joka sisältää:
 - o laskenta- ja koemenetelmien soveltuvuuden rajoituksineen,
 - o lähtötiedot,
 - o tehdyt oletukset perusteluineen,

- saadut tulokset herkkyyssanalyysineen,
- hyväksymiskriteerit ja saatujen tulosten vertailu niihin,
- sovellusalueiden rajausta ja yksilöinti, jos rakennuksen suunnittelussa on käytetty luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa menettelyä sekä oletettuun palonkehitykseen perustuvaa menettelyä.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvan palomitoituksen kulku voidaan jakaa EN 1991-1-2 [2] mukaisesti osiin:

1. Uhkakuvien ja mitoituspaloskenaarioiden määrittäminen ja valinta
2. Mitoituspalon määrittäminen valitulle/valituille mitoituspaloskenaariolle/-skenaarioille
3. Rakenneosien lämpötilan kehittymisen laskenta
4. Rakenteen mekaanisen käyttäytymisen ja toiminnan laskenta

3.2 Määräykset ja asetukset palosimuloinnista

Oletettuun palonkehitykseen perustuvalla palomitoituksella asetetut vaatimukset esitetään ympäristöministeriön asetuksessa, eurokoodeissa sekä eurokoodien kansallisissa liitteissä. Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa rakennuksen katsotaan olevan riittävän paloturvallinen kantavien rakenteiden osalta, jos 1–2-kerroksinen rakennus ei sorru poistumisen turvaamisen, pelastustoiminnan tai palon hallintaan saamiseen tarvittavana aikana tai 2-kerroksinen henkilöturvallisuuden kannalta vaativa rakennus ja yli 2-kerroksinen rakennus ei riittävällä luotettavuudella sorru palon eikä jäähdytysvaiheen aikana. [1]

Mitoituspalo määritetään paloriskin arvioinnin perusteella, jossa otetaan huomioon rakennuksessa mahdollisesti esiintyvät palotilanteet. Jos muiden onnettomuuskuormien seurauksena syntyy merkittävä palovaara, tulee tämä ottaa huomioon kokonaisvarmuutta määritettäessä. Muissa tapauksissa palotilannetta edeltävää ajasta ja kuormasta riippuvaa rakenteen toimintaa ei tarvitse ottaa huomioon. [2]

Palotilanteen uhkakuva voidaan jakaa palon laajuuden perusteella paikalliseen paloon sekä täysin kehittyneeseen paloon, jossa tapahtuu lieskahtaminen eli palotilan yleissytyminen. Lieskahtamisen katsotaan tapahtuvan, kun kaasun lämpötila kuumassa savukerroksessa saavuttaa 500 °C tai kun savukerroksesta lattiaan kohdistuva säteily on yli 20 kW/m² tai ylemmän kerroksen korkeus saavuttaa 80 % tilan korkeudesta [2]. Mikäli

voidaan osoittaa, ettei lieskahtamista tapahdu, voidaan mitoitus tehdä käyttämällä paikallista paloa [1]. Käytettäessä paikallista paloa tulee osoittaa, että käytettävä palotilanne kattaa riittävällä varmuudella rakennuksessa todennäköisesti esiintyvät palotilanteet [4].

Täysin kehittyneelle palolle annetaan mitoituksen perusteet rakennustyypeittäin kantavien rakenteiden kestävydestä ja mitoituspalokuormista ympäristöministeriön asetuksessa 848/2017 [1]. Nämä mitoitusperusteet on esitetty taulukossa 1. Mitoituspalokuormana voidaan käyttää palokuorman tiheyden ominaisarvon tilastollisen tai laskennallisen jakauman 80 % fraktiilia [1]. Asetuksessa [1] annetaan lisäksi mitoituspalokuorman vähimmäisarvot 2- ja yli 2-kerroksisille rakennuksille. Riittävän luotettavuuden voidaan katsoa sisältyvän asetuksessa esitettyihin palokuormien mitoitusarvoihin. [4]

Taulukko 1. Mitoituksen perusteet, kun olennaisten kantavien rakenteiden mitoitus perustuu oletettuun palonkehitykseen [1].

Rakennus	Rajoitukset	Olennaisten kantavien rakenteiden kestävyys palossa	Mitoituspalokuorman tiheys [MJ/m ²]
1-kerroksinen, yleensä	Korkeus enintään 9 m	30 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
1-kerroksinen, yleensä	Korkeus yli 9 m	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
1-kerroksinen, - majoitustila - hoitolaitos - kokoontumis- ja liiketila	Yli 50 paikkaa Yli 25 paikkaa Yli 250 henkilöä	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
2-kerroksinen, yleensä	Korkeus enintään 9 m	30 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
2-kerroksinen, yleensä	Korkeus yli 9 m	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
2-kerroksinen, - majoitustila - hoitolaitos - kokoontumis- ja liiketila	Yli 50 paikkaa Yli 25 paikkaa Yli 250 henkilöä	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
Yli 2-kerroksinen	Korkeus enintään 28 m	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
Yli 2-kerroksinen	Korkeus yli 28 m	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 900 MJ/m ²

Palokuorman tiheyksien tilastollisia jakaumia ei esitetä Suomessa sovellettavissa asetuksissa eikä standardeissa. Eurokoodin 1991-1-2 liitteessä E esitetään taulukko palokuorman tiheyksistä, mutta se on rajattu Suomen kansallisessa liitteessä eurokoodin soveltamisalueen ulkopuolelle [5]. Liitettä E voidaan soveltaa Suomessa ainoastaan kohdan E.4 "Lämmönluvutusnopeus Q" osalta. Palokuorman tilastollisia jakaumia löytyy kuitenkin erinäisistä julkaisuista ja tutkimuksista. Julkaisuun [6] on koostettu kattavasti eri julkaisuissa esitettyjä lämmönluvutusnopeuden kuvaajia.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa palomitoituksessa tehtävän lämpötila-analyysin pituus määritetään ympäristöministeriön asetuksen 848/2017 [1] taulukon 4 mukaisesti sisältäen mahdollisesti myös jäähtymisvaiheen. Rakenteen mekaaninen analyysi tehdään samalle ajalle kuin lämpötila-analyysi [2]. Standardipalon ja luonnollisen palon eroavuuksista johtuen R-luokkavaatimuksissa esitettyjä standardipalonkestoajkoja ei voida käyttää perustana oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa.

Automaattisen sammutuslaitteiston lämpötilan nousua hidastava ja rakenteita jäähdyttävä vaikutus voidaan ottaa huomioon oletettuun palonkehitykseen perustuvassa kantavien rakenteiden mitoituksessa [1]. Ympäristöministeriön asetuksessa [1] ei anneta tarkempaa ohjeistusta siitä, kuinka automaattisen sammutuslaitteiston vaikutus voidaan ottaa huomioon palosimuloinnissa. Ruotsin asetuksessa [7] esitetään ohjeistus automaattisen sammutuslaitteiston huomioon ottamiselle siten, että palotehon ollessa korkeintaan 5 MW:a sammutuslaitteiston aktivoituessa, voidaan palotehon olettaa pysyvän vakiona 1:n minuutin ajan, jonka jälkeen paloteho laskee 1:n minuutin aikana 1/3:aan ja pysyy sen jälkeen vakiona. Jos paloteho on sammutuslaitteiston aktivoituessa yli 5 MW:a, voidaan palotehon olettaa pysyvän vakiona.

3.3 Määräykset ja asetukset rakenneanalyysistä

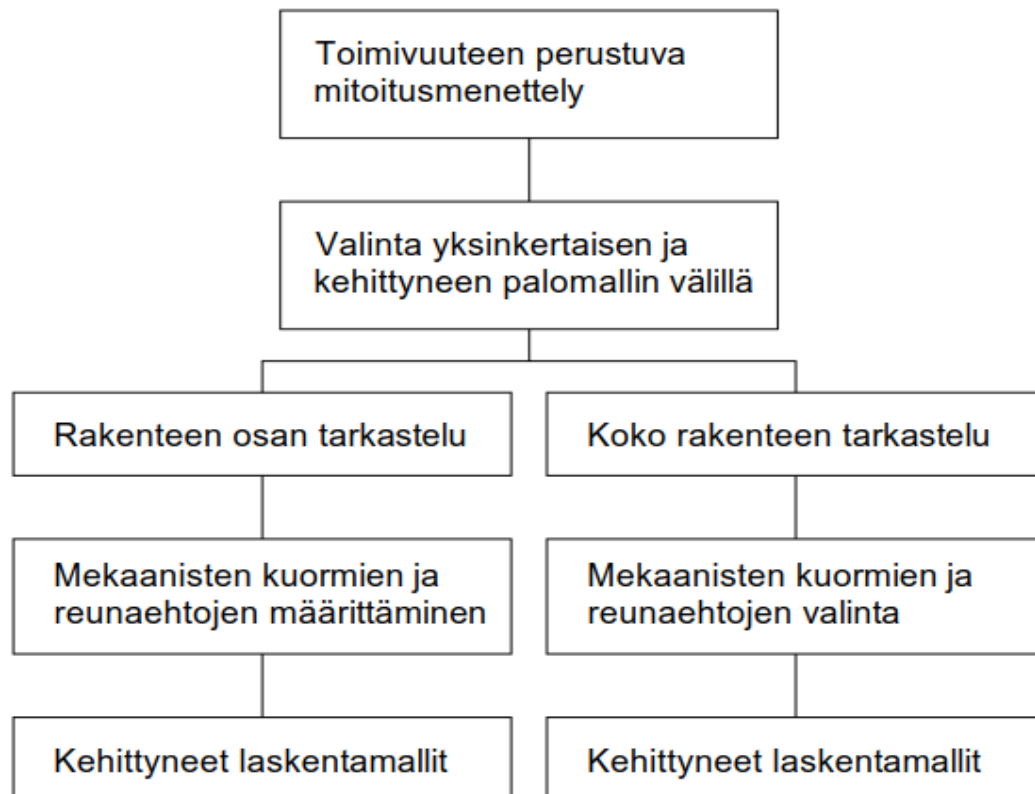
Paloaltistuksesta johtuvien lämpötilanmuutosten aiheuttamat kuormanvaikutukset ja rakennejärjestelmän toiminta korkeissa lämpötiloissa tulee ottaa huomioon rakenteen suunnittelussa. Kuormanvaikutuksia ei tarvitse kuitenkaan ottaa huomioon, jos ne ovat merkityksettömiä tai edullisia, tai ne otetaan huomioon varmalla puolella olevilla tuentamalleilla ja reunaehdoilla tai ne otetaan huomioon sisällyttämällä niiden mahdollisuus konservatiivisesti asetettuihin paloturvallisuusvaatimuksiin. Huomioon otettavia välillisiä kuormia syntyy mm. rakenneosien lämpölaajenemisen estymisestä, erilaisesta läm-

pölaajenemisesta staattisesti määäämättömissä rakenneosissa, poikkileikkauksen sisäisistä lämpötilaeroista sekä palotilan ulkopuolella oleviin rakenneosiin palotilassa olevien rakenneosien lämpölaajenemisen vaikutuksesta. [2]

Väällisiä kuormanvaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon, kun rakenteet mitoitetaan standardipaloon perustuen, sillä niiden katsotaan otetun huomioon luokitusjärjestelmässä, jonka avulla määritetään rakenteelle asetetun palonkestävyysajan saavuttaminen [2]. Standardipalomitoituksen yhteydessä riittääkin pelkkä rakenneosakohtainen tarkastelu rakenteita mitoitettaessa [8]. Tämän perusteella standardipaloa voitaneen pitää konservatiivisena paloturvallisuusvaatimuksena.

Rakenneanalyysi palotilanteessa voidaan tehdä rakenneosan tarkasteluna, rakenteen osien tarkasteluna tai rakenteen kokonaistarkasteluna [9]. Rakenneanalyysissa otetaan huomioon materiaaliominaisuuksien riippuvuus lämpötilasta sekä epäsuorat vaikutukset lämpötilagradientin aiheuttamasta muodonmuutoksesta ja lämpötilanmuutoksen aiheuttamasta pituuden muutoksesta. Lisäksi rakenteen osan tarkastelussa sekä rakenteen kokonaistarkastelussa otetaan huomioon rakenteen vauriomuoto sekä rakenneosien jäykkyyksien riippuvuus lämpötilasta. Rakenneosan tarkastelussa ainoastaan lämpötilagradientin aiheuttamat muodonmuutokset tarvitsee ottaa huomioon ja lämpötilan aiheuttama pituuden muuttuminen voidaan jättää huomioon ottamatta [8]. Eurokoodissa ei kuitenkaan määritellä, milloin palotilanteessa syntyvät kuormanvaikutukset ovat merkityksellisiä tai milloin tuentamallit ja reunaehdot ovat riittävän konservatiivisia, joten näiden määrittäminen jää suunnittelijan tehtäväksi.

Standardin EN-1991-1-2 asettamat vaatimukset epäsuorien vaikutusten huomioon ottamisesta johtaa poikkeuksetta rakenteen osan tarkasteluun tai rakenteen kokonaistarkasteluun ja kehittyneiden laskentamenetelmien käyttöön oletettuun palonkehitykseen perustuvaa palomitointa käytettäessä. Kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämiseen ei kuitenkaan esitetä eurokoodissa yksityiskohtaista ohjeistusta [10]. Rakenneosan tarkastelua voitaneen kuitenkin käyttää oletettuun palonkehitykseen perustuvan palomitoituksen yhteydessä silloin, kun voidaan osoittaa, ettei epäsuoria vaikutuksia tarvitse ottaa huomioon. Alapuolella olevassa kuvassa 2 on esitetty standardin EN-1993-1-2 mukainen mitoitusmenettely kaaviona oletettuun palonkehitykseen perustuvaa palomitointa käytettäessä.



Kuva 2. Eurokoodissa [8] esitetty toimivuuteen perustuvan mitoitusmenettelyn kaavio.

Käytettäessä kehittyneitä laskentamenetelmiä tulee niiden kuvata rakenteen realistista sekä odotettavissa olevaa käyttäytymistä ja kriittiset parametrit, kuten nurjahduspituus, kuorman taso ja rakenneosien koko, tulee tarkistaa herkkyyksianalyysiä käyttäen. Kehittyneissä laskentamenetelmissä tulee ottaa huomioon lämpötilarasituksien, mekaanisten kuormien ja geometrinen epätarkkuuksien yhteisvaikutus, lämpötilasta riippuvat materiaaliominaisuudet, lämpötilan noususta ja lämpötilaeroista aiheutuvat venymät ja jännitykset, geometriset epätarkkuudet sekä epälineaaristen materiaaliominaisuuksien vaikutukset sisältäen kuormittamisen ja kuorman poistamisen vaikutukset rakenteen jäykkyyteen. Rakenneanalyysissä standardin EN-1993-1-2 [8] mukaan rakenteesta erotetuksi ajatelluille pystysuorille rakenneosille voidaan käyttää sinimuotoista alkuepäkeskisyyttä, jonka maksimiarvo rakenneosan keskellä on $L/1000$, mikäli tuotestandardissa ei muuta esitetä. Lisäksi murtumismuodot, joita käytettävä laskentamenetelmä ei ota huomioon, tulee varmentaa muilla menetelmillä. [8]

Murtorajatilana tulee ottaa huomioon myös rakenteen palotilanteen siirtymätila, jonka jälkeen siirtymätila aiheuttaisi rakenteen murtumisen rakenneosan tuen menetyksen seurauksena. Siirtymiä tulee rajoittaa murtorajatilassa rakenteen kaikkien osien yhteensopivuuden varmistamiseksi [8]. Siirtymillä ja taipumilla saattaa olla vaikutusta mahdollisen

palosuojauksen kiinni pysymiseen ja täten suojausvaikutukseen sekä osastoivien rakenteiden tiivyyteen ja eristävyyteen. Palotilanteen siirtymätilalle ei kuitenkaan anneta eurokoodissa raja-arvoja. Mahdollista siirtymätilan rajoittamista tuleekin tarkastella tapauskohtaisesti.

Rakenteen taipumille ja siirtymille löytyy kuitenkin erinäisiä raja-arvoja muista standardeista ja tutkimuksista. Rakennustuotteiden ja rakennusosien palonkestävyyskokeita käsittelevässä standardissa [11] esitetään raja-arvoja eri rakennusosien kokoonpuristumille, taipumille ja taipumanopeuksille. Palkkien kantokyvyn katsotaan menetetyt, kun taipuma ja taipumisnopeus kasvavat riittävän suuriksi. Taipumalle raja-arvoksi kyseisessä standardissa on asetettu:

$$v = \frac{L^2}{400d} \quad [\text{mm}] \quad (1)$$

ja taipumisnopeudelle:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{L^2}{9000d} \quad [\text{mm/min}] \quad (2)$$

missä L on jänneväli (mm) ja d on poikkileikkauksen puristus- ja vetovyöhykkeiden uloimpien pintojen välinen etäisyys (mm). Molempien näiden yllä esitettyjen ehtojen tulee ylittyä, että rakenne katsotaan sortuneeksi. Edellä esitettyjä raja-arvoja on käytetty myös tutkimuksessa [12]. Lisäksi muissa lähteissä on mainittuna muita taipuman raja-arvoja:

$$v = \frac{L}{20} \quad [12,13] \quad (3)$$

$$\text{ja arvoa } v = \frac{L}{30} \quad [15] \quad (4)$$

Lisäksi tutkimuksessa [15] esitetään, että taipumarajana voitaisiin käyttää myös L/10. Tutkimuksessa [16] esitetään, että rakenteen suuresta L/5 taipumasta huolimatta rakenteen sortuma aiheutuu liitosten murtuessa, jonka perusteella liitosten tulisi olla kestävämpiä, että palkit voisivat saavuttaa täyden köysivaikutuksen. Näistä edellä esitetyistä taipuman ja taipumanopeuden raja-arvoista huolimatta rakenteen siirtymiä ja taipumia ei ole välttämätöntä rajoittaa, kunhan rakenteen kantokyky säilyy riittävänä siirtymistä ja taipumista huolimatta ja rakenneosien yhteensopivuus varmistetaan.

4. PALOSIMULOINTI

Palosimuloinnilla pyritään mallintamaan palon kehittymistä ja käyttäytymistä rakennuksessa. Palosimulointiin on käytettävissä erilaisia laskentamalleja, joiden käyttötarkoitus ja käyttökelpoisuusalueet poikkeavat toisistaan. Yleisesti palosimulointi tehdään nykyisin käyttämällä laskennallista virtausdynamiikkaa hyödyntäviä ohjelmia, mutta käytettävissä on myös yksinkertaisempia laskentamalleja.

4.1 Mitoituspalo

Käytettävällä mitoituspalolla on suuri vaikutus palosimuloinnista saataviin tuloksiin. Palokuorma voidaan määrittää etsimällä tilastoista tarkasteltavalle kohteelle soveltuva palokuorman tiheyttä kuvaava jakauma tai se voidaan määrittää myös kohteen palavan materiaalin perusteella. Palokuorma esitetään tyypillisesti Gumbel-jakauman avulla ja palokuormana käytetään tilastollisen jakauman 80 % fraktiilia [6]. Palokuormaa määritettäessä tulee ottaa huomioon myös ympäristöministeriön asetuksessa 848/2017 [1] esitetyt mitoituspalokuormien vähimmäisarvot.

Palokuorman lisäksi palon ominaisuuksista tulee tietää lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo ja lämmönluovutusnopeuden kehittymisnopeus. Lämmönluovutusnopeuden maksimiarvoon sekä kehittymisnopeuteen vaikuttaa mm. palavan materiaalin laatu [6]. Lämmönluovutusnopeus voidaan määrittää analysoimalla ja yhdistämällä kokeellista tietoa tai palosimuloinnin avulla [17]. Palosimuloinnin käyttäminen lämmönluovutusnopeuden määrittämiseen vaatii huolellisuutta sekä tulosten validointia [17]. Standardissa EN-1991-1-2 [2] esitetään rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan luokiteltuja arvoja lämmönluovutusnopeuden kehittymisnopeudelle sekä maksimiarvolle.

Standardin EN 1991-1-2 [2] liitettä E voidaan Suomen kansallisen liitteen [5] perusteella soveltaa kohdan E.4 osalta, jossa annetaan ohjeistusta lämmönluovutusnopeuden määrittämiselle. Muilta osin liitettä E ei sovelleta Suomessa [5]. Liitteessä E lämmönluovutusnopeuden kehittymisvaihetta kuvataan kaavan (5) mukaisella toisen asteen funktiolla ajan suhteen.

$$Q(t) = 10^6 \left(\frac{t}{t_\alpha} \right)^2, \quad (5)$$

missä t_α ottaa huomioon palon kehittymisnopeuden. Se kuvaa ajanhetkeä, jolloin lämmönluovutusnopeus saavuttaa 1:n MW:n arvon. [2]

Lämmönluovutusnopeuden oletetaan kasvavan edellä esitetyn kaavan mukaisesti, kunnes se saavuttaa lämmönluovutusnopeudelle määritetyn maksimiarvon. Lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo voi olla joko polttoaineen tai hapensaannin rajoittamaa. [2]

Polttoaineen rajoittaman palon lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo saadaan kaavasta:

$$Q_{max} = RHRA_{fi} \quad (6)$$

missä

A_{fi} on paloalueen suurin pinta-ala. [2]

RHR on lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo pinta-alayksikköä kohti polttoaineen rajoittamassa palossa. Hapensaannin rajoittamassa palossa lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo voidaan määrittää kaavalla:

$$Q_{max} = 0,1mH_uA_v\sqrt{h_{eq}} \quad (7)$$

missä

A_v on aukkojen pinta-ala [m^2], h_{eq} on aukkojen keskimääräinen korkeus [m],

H_u on puun nettolämpöarvo $H_u = 17,5$ [MJ/kg] ja

m on palokuorman palava suhteellinen osuus. Selluloosapohjaisille materiaaleille voidaan käyttää arvoa $m = 0,8$. [2]

Lämmönluovutusnopeuden saavutettua maksimiarvonsa, sen oletetaan pysyvän tässä arvossa hiipumisvaiheen alkamiseen saakka. Hiipumisvaiheen voidaan olettaa alkavan, kun palokuormasta on palanut 60-80 % ja sitä voidaan kuvata joko lineaarisen tai eksponenttifunktion avulla [6]. Standardin EN 1991-1-2 [2] mukaan hiipumisvaiheen katsotaan alkavan, kun palokuormasta on palanut 70 % ja hiipumisvaiheen kuvaamiseen käytetään lineaarista funktiota. VTT:n julkaisussa [6] lineaarisesti hiipuvalla palolla esitetään funktio:

$$Q(t) = Q_{max}\left(1 - \frac{t-t_2}{t_3-t_2}\right), \quad (8)$$

missä

t_2 on ajanhetki, jolloin hiipumisvaihe alkaa ja

t_3 on koko palon kesto aika. [6]

Eksponentiaalisesti hiipuvalle palolle hiipumisvaihetta kuvaava funktio:

$$Q(t) = Q_{max} \exp\left(\frac{t_2 - t}{\tau}\right), \quad (9)$$

missä τ on hiipumisaikavakio, joka ottaa huomioon hiipumisnopeuden [6].

Kun tunnetaan palokuorma, lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo sekä lämmönluovutusnopeuden kehittyminen ja hiipuminen, voidaan näiden avulla määrittää palotilanteen eri vaiheiden kestoajat sekä kokonaispaloaika. Palon kehittymisvaiheen kesto voidaan laskea kaavasta:

$$t_1 = t_a \sqrt{\frac{Q_{max}}{10^6 W}}, \quad (10)$$

missä Q_{max} on pienempi edellä esitetyistä polttoaineen tai hapensaannin rajoittaman palon arvoista. [6]

Kun hiipumisvaihetta kuvataan lineaarisena hiipumisena ja hiipumisvaiheen oletetaan alkavan hetkestä, jolloin palokuormasta on palanut 70 %, voidaan stationaarisen vaiheen loppumishetki laskea kaavasta (11). Kaava voidaan muodostaa käyttäen hyödyksi edellä esitettyä oletusta sekä kaavojen (5) ja (6) avulla, sillä palotehon funktion integraali ajan suhteen kuvastaa vapautuneen energian määrää. Kaava (11) on esitetty geometrian avulla laskettuna ilman tätä integraalia.

$$t_2 = t_1 + \frac{0,7Q_{fi,k} - \frac{t_1^3}{3t_a^2} * 10^6 W}{Q_{max}}, \quad (11)$$

missä

$$Q_{fi,k} = q_{fi,k} A_{fi}$$

$q_{fi,k}$ on palokuorman tiheys pinta-alayksikköä kohden.

Vastaavalla periaatteella lineaarisesti hiipuvalle palolle palonkestoajan laskemiseksi voidaan muodostaa kaava:

$$t_3 = t_2 + \frac{0,3 \cdot 2 Q_{fi,k}}{Q_{max}} \quad (12)$$

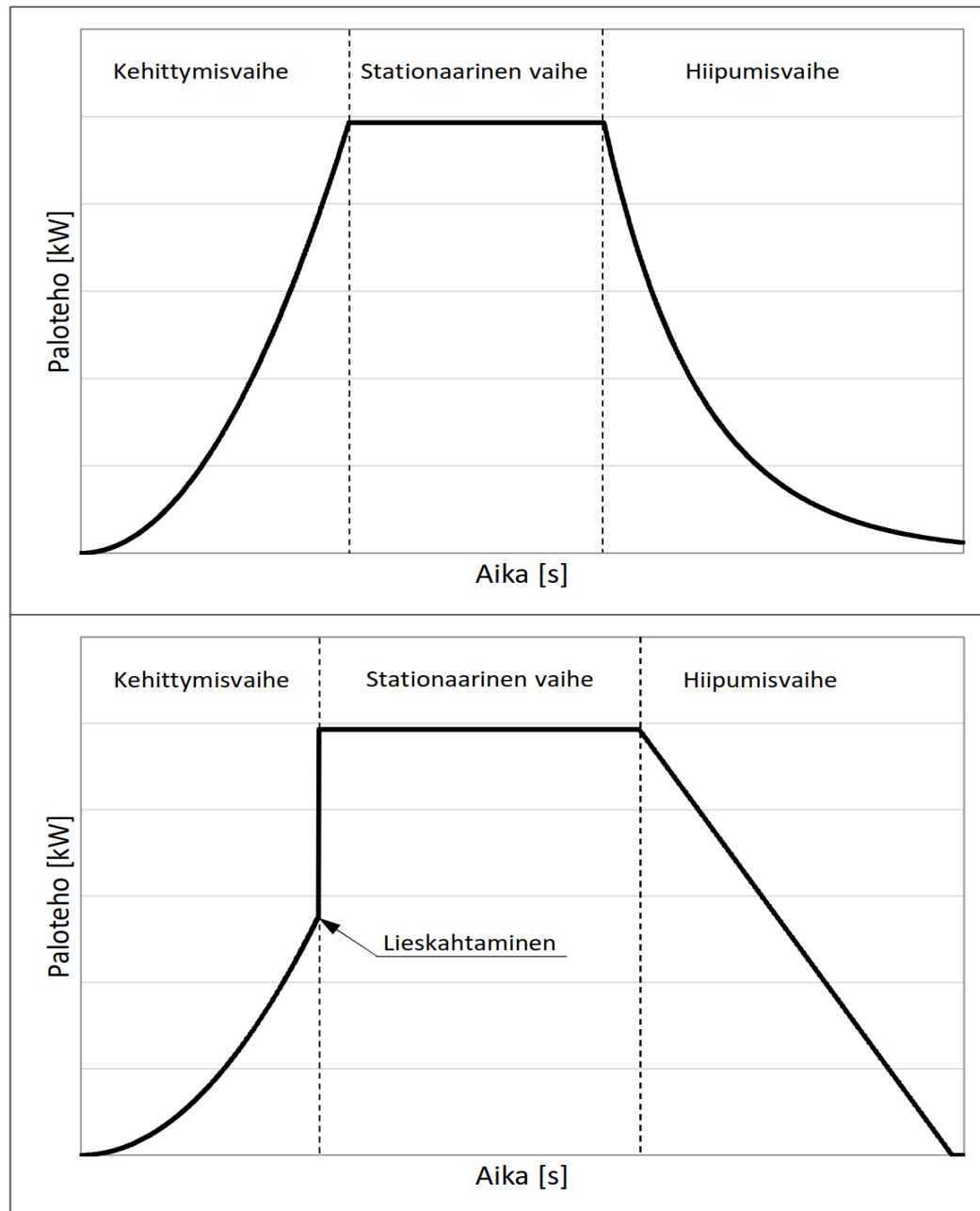
Käytettäessä eksponenttifunktiota hiipumisvaiheen kuvaamiseen stationaarisen vaiheen loppumishetki määräytyy hiipumisvaiheessa vapautuvan energian perusteella. Eksponenttifunktion tapauksessa stationaarisen vaiheen loppumishetki voidaan laskea myös integraalien avulla käyttämällä hyödyksi kaavoja (5) ja (9), jolloin saadaan kaava:

$$t_2 = t_1 + \frac{Q_{fi,k} - \int_0^{t_1} 10^6 \left(\frac{t}{t_a} \right) dt - \int_0^{\infty} Q_{max} \exp \left(-\frac{t}{\tau} \right) dt}{Q_{max}} \quad (13)$$

Eksponenttifunktion yhteydessä palonkestoaikaa ei voida määrittää matemaattisesti yhtä suoraviivaisesti kuin lineaarisen hiipumisen tapauksessa, sillä raja-arvo määritetään kaavasta (14).

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \exp(-t) = 0 \quad (14)$$

Kuvassa 3 on esitetty esimerkinomaisesti lämmönluovutusnopeuden kuvaajan eri vaiheet. Ylemmässä kuvaajassa on esitettynä lämmönluovutusnopeuden kuvaaja, jossa lämmönluovutusnopeus kasvaa kaavan (5) mukaisesti, kunnes saavutetaan lämmönluovutusnopeuden maksimiarvo. Hiipumisvaihe on kyseisessä kuvaajassa esitetty kaavan (9) eksponenttifunktion avulla. Alemmassa kuvaajassa on esitetty lämmönluovutusnopeuden kuvaaja, jossa lämmönluovutusnopeus kasvaa kaavan (5) mukaisesti, kunnes tapahtuu lieskahtaminen. Lieskahtamisen tapahtuessa lämmönluovutusnopeus kasvaa maksimiarvoonsa. Hiipumisvaihe on kyseisessä kuvaajassa esitetty kaavan (8) lineaarisen hiipumisen avulla.



Kuva 3. Lämmönluvutusnopeuden kuvaajia [6].

4.2 Paikallisen palon mallit

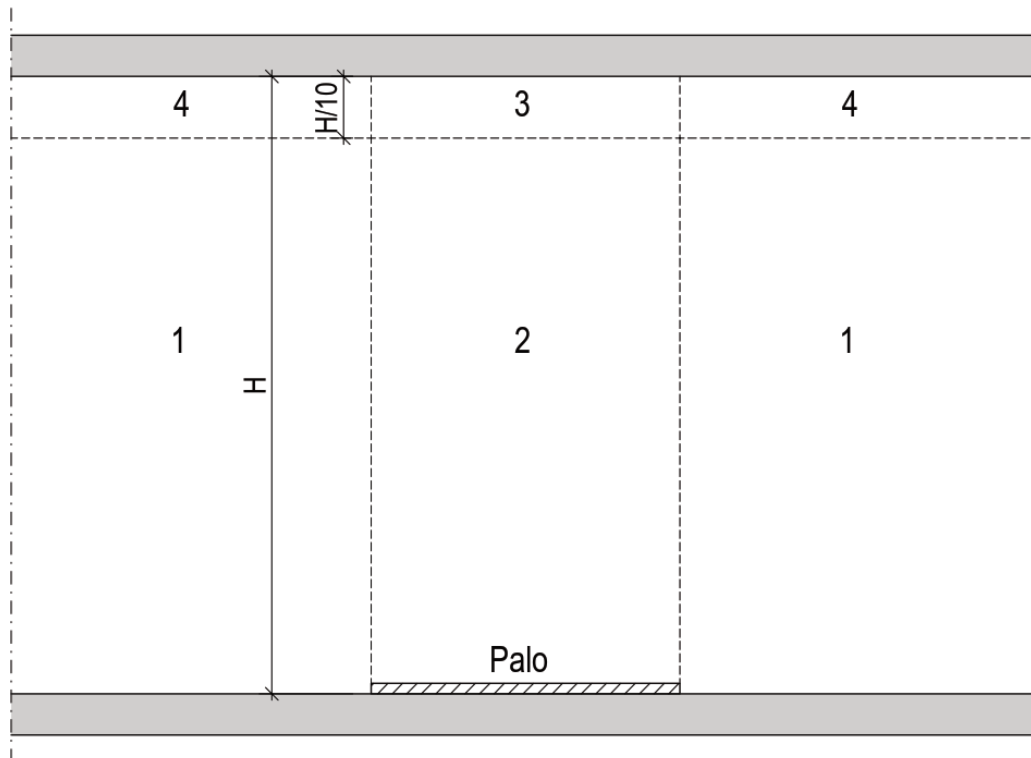
Paikallisen palon mallit perustuvat tutkimuksissa kokeiden perusteella muodostettuihin matemaattisiin malleihin palotehon ja palavan alueen koon vaikutuksesta palon lämpötilaan sekä liekkien korkeuteen. EN-1991-1-2 [2] esittää kaksi laskentamallia paikalliselle palolle. Nämä laskentamallit perustuvat Heskestadin [18] ja Hasemin [19] tutkimuksiinsa kehittämiin menetelmiin. Käytettävän laskentamallin valintaan vaikuttaa liekkien

korkeuden suhde tilan korkeuteen. Heskestadin mallia käytetään silloin, kun liekit eivät osu tilan kattoon ja Hasemin mallia silloin, kun liekit osuvat tilan kattoon. Paikallisen palon malleja voidaan käyttää silloin, kun voidaan osoittaa, ettei tilan lieskahtamista tapahdu [1].

Paikallisen palon mallissa palo esitetään muodoltaan ympyränä, jonka halkaisija on rajoitettu $D \leq 10$ m, joka vastaa aluetta $A_{fi} \leq 78,5$ m², ja palon lämmönluovutusnopeus on rajoitettu $Q \leq 50$ MW [2]. Palavan alueen poiketessa ympyrästä lasketaan paloalueen ekvivalentti halkaisija siten, että ympyrän pinta-ala vastaa palavan alueen pinta-alaa [20].

Paikallisia paloja voi olla samanaikaisesti myös useampia. Palavan alueen muodon poiketessa merkittävästi ympyrästä, voidaan kyseisen paloalueen mallintamiseen käyttää useampaa paikallista paloa paremman tarkkuuden saavuttamiseksi. Useamman paikallisen palon tapauksessa jokaisesta palosta tarkasteltavaan rakenneosaan kohdistuva lämpövuoto lasketaan erikseen, jonka jälkeen nämä lämpövuotot summataan. Rakenneosaan tulevan lämpövuonon maksimiarvo on kuitenkin rajoitettu arvoon $h_{tot} \leq 100$ kW/m². [2]

Palosta rakenneosaan aiheutuva lämpövuoto ja käytettävät laskentakaavat ovat riippuvaisia rakenneosan sijainnista suhteessa paloon. Lämpövuotoa määritettäessä tila voidaan esittää neljänä vyöhykkeenä ja rakenneosaan tuleva lämpövuoto lasketaan sen perusteella, missä vyöhykkeessä tarkasteltava rakenneosa sijaitsee [20]. Tilan vyöhykkeisiin jako on esitetty oheisessa kuvassa 4.



Kuva 4. Paikallisen palon vyöhykkeet [20].

Kuvassa 4 tila on jaettu vyöhykkeisiin seuraavasti:

1. Palon ja savukerroksen ulkopuolella,
2. Palon sisällä,
3. Palon ja savukerroksen sisällä,
4. Palon ulkopuolella ja savukerroksen sisällä.

Vyöhykkeiden 3 ja 4 suositeltava korkeus on $1/10$ huoneen korkeudesta. Savun leviämiseen ja savukerroksen korkeuteen vaikuttaa kuitenkin tilan yläosassa mahdollisesti olevat esteet, kuten palkit. Tällöin savukerroksen korkeudeksi voidaan määrittää kyseisen, savun leviämistä rajoittavan, esteen korkeus. [20]

Standardissa EN 1991-1-2 [2] esitetään laskentaperiaatteet vyöhykkeissä 2, 3 ja 4 sijaitseviin rakenneosiin kohdistuvasta lämpövuosta. LOCAFI-projektissa [20, 21] varmennettiin koetuloksiin perustuen eurokoodissa esitetyt laskentamenetelmät sekä kehitettiin uusi laskentamenetelmä paikalliselle palolle ja vyöhykkeellä 1 sijaitsevaan rakenneosaan kohdistuvalle lämpövuolle.

LOCAFI:n [20, 21] laskentamallissa vyöhykkeellä 1 sijaitsevaan rakenneosaan kohdistuva lämpövuoto määritetään pelkän säteilyllä tapahtuvan lämmönsiirron avulla, sillä konvektiolla tapahtuvan lämmönsiirron vaikutus on merkityksettömän pieni nettolämpövuon

kannalta tai sillä voi olla jopa rakennetta jäähdyttävä vaikutus. Kyseisessä mallissa palo esitetään joko sylinterinä tai kartiona, joka jaetaan pystysuunnassa pieniksi sylintereiksi.

Rakenneosaan kohdistuvaan lämpövuon säteilemällä siirtyvään osaan vaikuttaa näkyvyyskertoimet, jotka kuvastavat tarkasteltavalle pinnalle saapuvan säteilyn suhteellista osuutta lähettävältä pinnalta lähtevästä säteilystä. Konservatiivisena arvona näkyvyyskertoimelle voidaan käyttää arvoa $\Phi = 1,0$. [2]

4.3 Vyöhykemallit

Vyöhykemalleissa palotila jaetaan kahteen tai yhteen vyöhykkeeseen, tai ohjelma voi laskennan aikana vaihtaa yhden ja kahden vyöhykkeen mallin välillä. Kahden vyöhykkeen mallissa palotila jaetaan ylempään, kuumaan vyöhykkeeseen, sekä alempaan, kylmään vyöhykkeeseen. Yksivyöhykemallissa lämpötilan oletetaan olevan vakio koko palotilassa ja kehittyvän ajan suhteen. [22]

Yksivyöhykemallia voidaan käyttää tilanteessa, jossa tilan lieskahtaminen on tapahtunut. Tilan lieskahtamisen katsotaan tapahtuneen, kun ylemmän vyöhykkeen lämpötila nousee yli 500 °C:n tai ylemmän kerroksen korkeus saavuttaa 80 % tilan korkeudesta, tai kun ylemmästä kerroksesta lattiaan aiheutuva säteily on yli 20kW/m². [2] Yksivyöhykemallista saadaan yksi lämpötilakäyrä, jolla kuvataan koko palotilan lämpötilan kehittymistä.

Kaksivyöhykemallit perustuvat oletukseen, että palamistuotteet kertyvät tilan yläosaan kerrokseksi, jolla on tasaiset kaasun ominaisuudet sekä ajan suhteen kehittyvät, mutta paikan suhteen vakiolämpötila ja -paksuus [2]. Kaksivyöhykemalleista saadaan omat lämpötilakäyrät molemmille vyöhykkeille. Kaksivyöhykemalli voi kuitenkin kehittyä yksivyöhykemalliksi, mikäli tilassa tapahtuu lieskahtaminen. Nykyisin käytössä olevat laskentaohjelmat mahdollistavat automaattisen vaihdoksen yhden ja kahden vyöhykkeen välillä laskennan aikana.

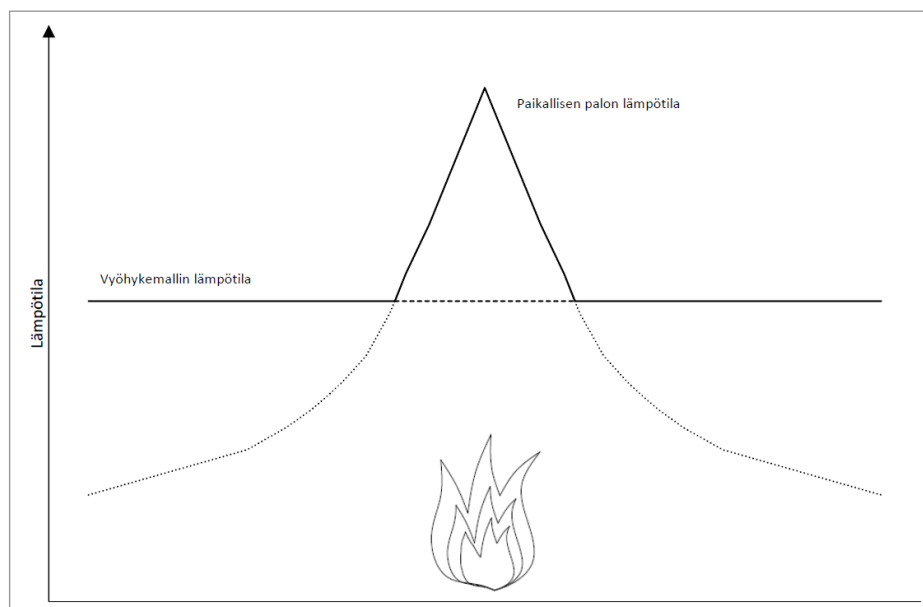
Lämmönsiirto vyöhykemalleissa keskittyy painovoiman aiheuttamiin virtauksiin. Tällainen virtauslaskenta on epäsuoraa, sillä palon aiheuttamien kuumien kaasujen oletetaan kulkeutuvan suoraan ylempään kerrokseen, jonka vuoksi tarkkoja kulkeutumisaikojaan ei vyöhykemalleista saada. Vyöhykemallit voivat sisältää myös konvektiolla kuumasta kerroksesta ympäristöön tapahtuvan lämmönsiirron. Osa malleista ottaa huomioon tämän lämpöhäviön tehollisen massahäviön avulla. [22]

Palotilanteen ja -tilan idealisoinnista johtuen vyöhykemallien käyttö rajoittuu kuitenkin suhteellisen yksinkertaisiin tapauksiin [22]. Tämän vuoksi vyöhykemallien käytön soveltuvuudelle on asetettu rajoituksia. Taulukossa 2 esitetään ohjearvot vyöhykemallin käytön soveltuvuudesta tilan mittasuhteiden perusteella. Taulukossa 2 L = pituus, W = leveys ja H = korkeus. Lähteessä [23] esitetään huoneen leveyden ja korkeuden suhteen raja-arvon määrittäminen laskennallisesti käyttäen palopatsasmallia.

Taulukko 2. Vyöhykemallin käytön rajat [24].

	Hyväksyttävä	Vaati erityistarkastelua	Ei hyväksyttävä
$(L/W)_{\max}$	$L/W < 3$	$3 < L/W < 5$	$5 < L/W$
$(L/H)_{\max}$	$L/H < 3$	$3 < L/H < 6$	$6 < L/H$
$(W/H)_{\min}$	$W/H > 0,4$	$0,2 < W/H < 0,4$	$0,2 > W/H$

Vyöhykemalleista saatavia tuloksia voi olla tarpeen käyttää yhdessä paikallisen palon malleista saatujen tulosten kanssa siten, että lämpötilajakaumana käytetään aina suurempaa näistä malleista saatua lämpötilaa [2]. Kuvassa 5 on esitetty esimerkinomaisesti vyöhykemallista ja paikallisen palon mallista saatavat lämpötilajakaumat yhtenä ajanhetkenä. Suunnittelussa käytettävä lämpötilajakauma paikan suhteen on esitetty yhtenäisellä viivalla.



Kuva 5. Paikallisen palon mallista ja vyöhykemallista saatavat lämpötilat sekä yhtenäisellä viivalla suunnittelussa käytettävä lämpötilajakauma [24].

4.4 CFD-Mallit

CFD-mallit eli laskennalliseen virtausdynamiikkaan perustuvat mallit ovat nykyään yleisesti käytössä palosimuloinneissa. CFD-malleilla voidaan mallintaa monimutkaisia geometrioita ja ilmiöitä palotilanteessa, ja niitä käytetään, kun vyöhykemallien tai paikallisen palon mallien käyttö ei ole yksinkertaistuksen asettamien rajoitusten vuoksi mahdollista, tai yksinkertaisista laskentamenetelmistä ei saada riittävän tarkkoja tuloksia tarkasteltavasta tilanteesta. Lisäksi CFD-malleja voidaan käyttää simuloimaan henkilöiden poistumista rakennuksesta palotilanteessa. Myös CFD-mallien yhteydessä joudutaan tekemään joitakin yksinkertaistuksia, minkä vuoksi niiden käyttö edellyttää käyttäjältä perehtyneisyyttä ja tuntemusta käsiteltävistä ilmiöistä sekä ohjelman toiminnasta. CFD-mallien laskenta-ajat ovat kuitenkin huomattavasti pidempiä kuin muita laskentamenetelmiä käytävillä malleilla. [22]

CFD-mallien perustan muodostavat osittaisdifferentiaaliyhtälöt, joiden mukaisesti massa, liikemäärä ja energia säilyvät. CFD-malleissa virtauksien mallintamiseen käytetään pääasiassa Large Eddy-simulaatiota (LES) ja Reynolds-averaged Navier-Stokes yhtälöitä (RANS). Molemmat laskentamenetelmät perustuvat Navier-Stokesin yhtälöihin, mutta suurimpana eroavuutena on keskiarvoistaminen. RANS-yhtälöissä keskiarvoistaminen tehdään ajan suhteen, kun taas LES-menetelmässä keskiarvoistaminen tehdään paikan suhteen. [22]

CFD-malleissa tila jaetaan useisiin pieniin osiin, niin sanottuihin hiloihin, joille lasketaan säilymisyyhtälöiden mukainen tasapainotila ajan funktiona. Näin voidaan ottaa huomioon lämpötilan ja kaasun ominaisuuksien muuttuminen paikan ja ajan suhteen. [22] Käytettävä hilakoko vaikuttaa simuloinnista saatavien tulosten tarkkuuteen, mutta hilakoon pienentäminen kasvattaa hilamäärää, jolloin myös laskenta-aika pitenee.

4.5 Lämmönsiirto ja adiabaattinen pintalämpötila

Lämmönsiirto voi tapahtua kuljettumalla, johtumalla tai säteilemällä. Palotilanteessa lämmönsiirto palon ja rakenneosien välillä tapahtuu kuljettumisen ja säteilyn avulla. Kuljetumisella tapahtuvassa lämmönsiirrossa kulkeutumishopeuteen vaikuttaa tilan ilmavirtausten voimakkuus, kun taas lämpösäteily on sähkömagneettista säteilyä ja siten siirtyy aina valonnopeudella.

Riippuen rakenneosan sijainnista suhteessa paloon, näiden eri lämmönsiirtotapojen avulla tapahtuvan lämmönsiirron osuus kokonaislämmönsiirrosta saattaa vaihdella suuresti. Rakenneosan pinnalle tuleva nettolämpövuoto saadaan näiden lämmönsiirtotapojen summasta kaavan (15) mukaisesti. [2]

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r} \quad (15)$$

missä

$h_{net,c}$ on konvektion nettolämpövuoto ja

$h_{net,r}$ on säteilyn nettolämpövuoto.

Konvektiolla tapahtuvaan lämmönsiirtoon vaikuttaa rakenneosan pintalämpötila ja sitä ympäröivän kaasun lämpötilan erotus sekä konvektion lämmönsiirtokerroin. Konvektiolla tapahtuva lämpövuoto voidaan täten määrittää kaavasta:

$$h_{net,c} = \alpha_c(\theta_g - \theta_m) \quad (16)$$

missä α_c on konvektion lämmönsiirtymiskerroin. Oletettuun palonkehitykseen perustavassa palomitoituksessa konvektiolla tapahtuvan lämmönsiirtymisen lämmönsiirtymiskertoimelle käytetään arvoa 35 W/m²K. Kehittyneiden palomallien yhteydessä käytettävä lämmönsiirtymiskertoimen arvo voi kuitenkin poiketa tästä, mikäli saatavilla on yksityiskohtaisempaa tietoa lämmönsiirtymiskertoimen arvosta. [2]

Lämpösäteilyä lähettävät kaikki kappaleet, joiden lämpötila on absoluuttisen nollapisteen yläpuolella. Kappaleesta i lähtevä lämpösäteily saadaan kaavasta:

$$h_i = \varepsilon_i \sigma \theta_i^4 \quad (17)$$

Säteilemällä palosta rakenneosaan siirtyvän lämpövuon nettoarvo muodostuu palon lähettämän lämpösäteilyn ja rakenneosan pinnan lähettämän lämpösäteilyn erotuksesta ja se voidaan määrittää kaavasta:

$$h_{net,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [\theta_r^4 - \theta_m^4] \quad (18)$$

Adiabaattinen pintalämpötila on lämpötila, jossa pintaan kohdistuva nettolämpövuoto on nolla. Eli se kuvaa tilannetta, jossa pinnasta emittoituva, eli lähtevä, lämpövuoto on yhtä suuri pintaan saapuvan lämpövuon absorboituvan osan kanssa. Adiabaattinen pintalämpötila voidaan määrittää alla esitetystä kaavasta: [25]

$$\varepsilon_m(h_{inc} - \sigma\theta_{AST}^4) + \alpha_c(\theta_g - \theta_{AST}) = 0 \quad (19)$$

missä

σ on Stefan Boltzmannin vakio $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ [W/m}^2\text{K}^4]$,

ε_m on rakenneosan pinnan säteilykerroin ja riippuu pinnan materiaalista,

h_{inc} on muiden säteilyn lähteiden emittoiman säteilyn summana saatava säteilyn lämpövuoto ja se voidaan laskea kaavasta:

$$h_{inc} = \sum_i \varepsilon_i \Phi_i \sigma \theta_i^4 \quad (20)$$

Adiabaattinen pintalämpötila itsessään ei ole pinnan todellinen lämpötila, mutta edempänä esitettyä tietoa ($h_{net} = 0$) adiabaattisesta pintalämpötilasta hyödyntämällä voidaan määrittää pintaan saapuva lämpövuoto asettamalla säteilyä emittoivan lähteen sekä tarkasteltavaa pintaa ympäröivän kaasun lämpötilaksi adiabaattinen pintalämpötila. Yhdistämällä tämä tarkasteltavan rakenneosan lähettämän lämpösäteilyn kanssa voidaan muodostaa kaava rakenneosan nettolämpövuolle. Näin ollen rakenneosan nettolämpövuoto voidaan määrittää kaavasta: [25]

$$h_{net} = \varepsilon\sigma(\theta_{AST}^4 - \theta_m^4) + \alpha_c(\theta_{AST} - \theta_m) \quad (21)$$

Tämän nettolämpövuon avulla voidaan laskea rakenneosan lämpötila. Adiabaattisten pintalämpötilojen käyttäminen palo- ja rakennemallien väliseen tiedonsiirtoon rakenneosien pintoihin kohdistuvista lämpörasituksista on suoraviivaista verrattuna siihen, että määritettäisiin erikseen lämpövuotot, pintojen lämpötilat ja konvektion lämmönsiirtokertoimet. [25]

5. RAKENTEEN PALOTILANTEEN KESTÄVYYDEN TODENTAMINEN

Rakenteiden palotilanteen kestävyys todentamiseen on käytettävissä yksinkertaisia ja kehittyneitä laskentamenetelmiä. Standardissa EN 1993-1-2 [8] esitetään teräsrakenteiden palotilanteen suunnittelua koskevat säädökset siltä osin, kun ne eroavat normaali-lämpötilanmitoituksesta, ja sitä tulee käyttää yhdessä standardien EN 1993-1-1 [26] ja EN 1991-1-2 [2] kanssa [8].

Yksinkertaiset laskentamenetelmät ovat rakenneosakohtaiseen mitoitukseen käytettäviä mitoitusmenetelmiä, ja näitä koskeva ohjeistus sekä kaavat esitetään eurokoodeissa. Poikkileikkaukset jaetaan neljään luokkaan sen mukaan, kuinka paikallinen lommahdus rajoittaa poikkileikkauksen kestävyttä ja kiertymiskykyä [26].

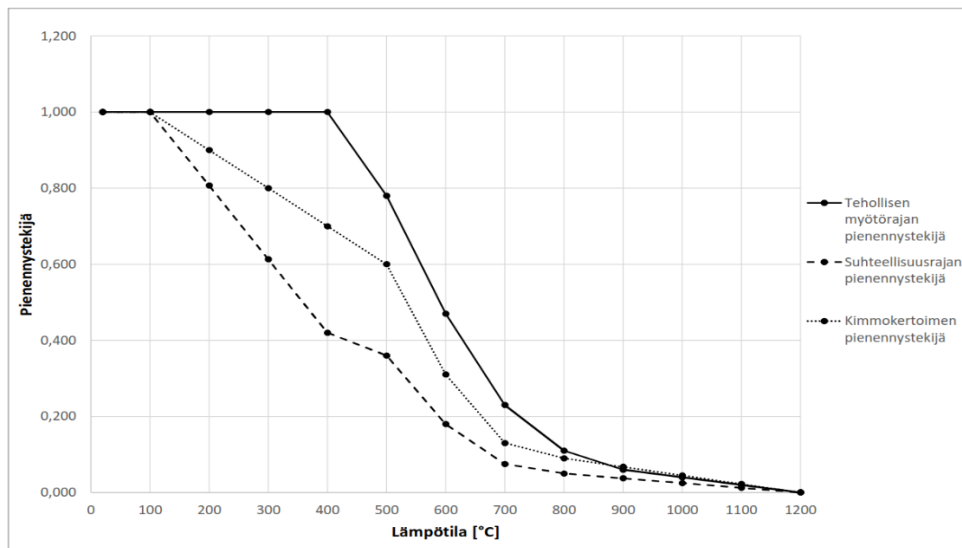
Kehittyneillä laskentamenetelmillä pyritään kuvaamaan rakenteen realistista ja todellista toimintaa ja käyttäytymistä palotilanteessa sekä todentamaan rakenteen riittävä palon-kestävyys. Kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämiseen ei esitetä eurokoodissa yksityiskohtaista ohjeistusta [9]. Myös kehittyneiden laskentamenetelmien yhteydessä joudutaan tekemään yksinkertaistuksia ja oletuksia, joko laskentamallin koon ja laskenta-ajan pienentämiseksi tai tarkemman tiedon puutteesta. Näiden oletusten tulisi kuitenkin aina olla konservatiivisia.

Tutkimuksessa [11, 27] on tutkittu kriittisen lämpötilan, rakenneosien käyttöasteen, venymän ja palkin taipuman käyttöä rakenteen mahdollisen sortuman kriteerinä liikkuvan ja tasaisen palon tapauksissa. Tutkimuksessa kuitenkin todettiin, ettei näiden eri kriteerien välillä ole johdonmukaisuutta johtaen monimutkaisempaan ongelmaan kuin kirjallisuudessa on esitetty.

5.1 Materiaaliominaisuudet

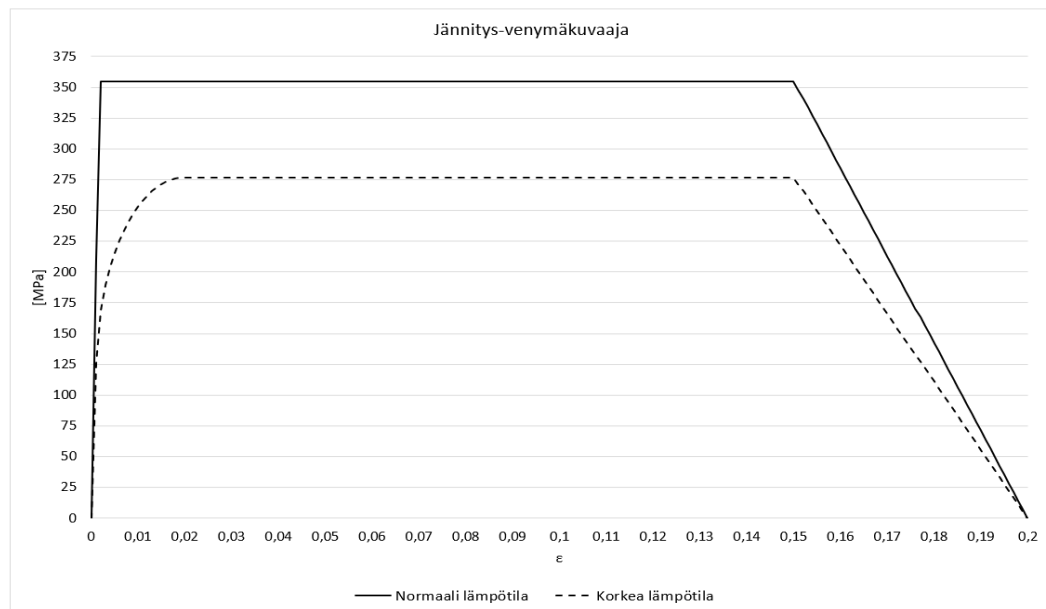
Teräksen materiaaliominaisuudet ovat lämpötilasta riippuvaisia ja tämä tulee ottaa huomioon suunnittelussa. Teräksen mekaaniset ominaisuudet laskevat lämpötilan nousun myötä, jolloin lämpötilan nousulla on suoraan vaikutusta rakenteen kuorman kantokykyyn. Eurokoodissa [8] annetaan pienennystekijät terästen mekaanisten ominaisuuksien

laskemiseksi korkeissa lämpötiloissa palotilanteessa. Alla olevassa kuvassa 6 on esitetty pienennystekijät hiiliteräksen ominaisuuksille lämpötilan funktiona.



Kuva 6. Hiiliteräksen pienennystekijät [8].

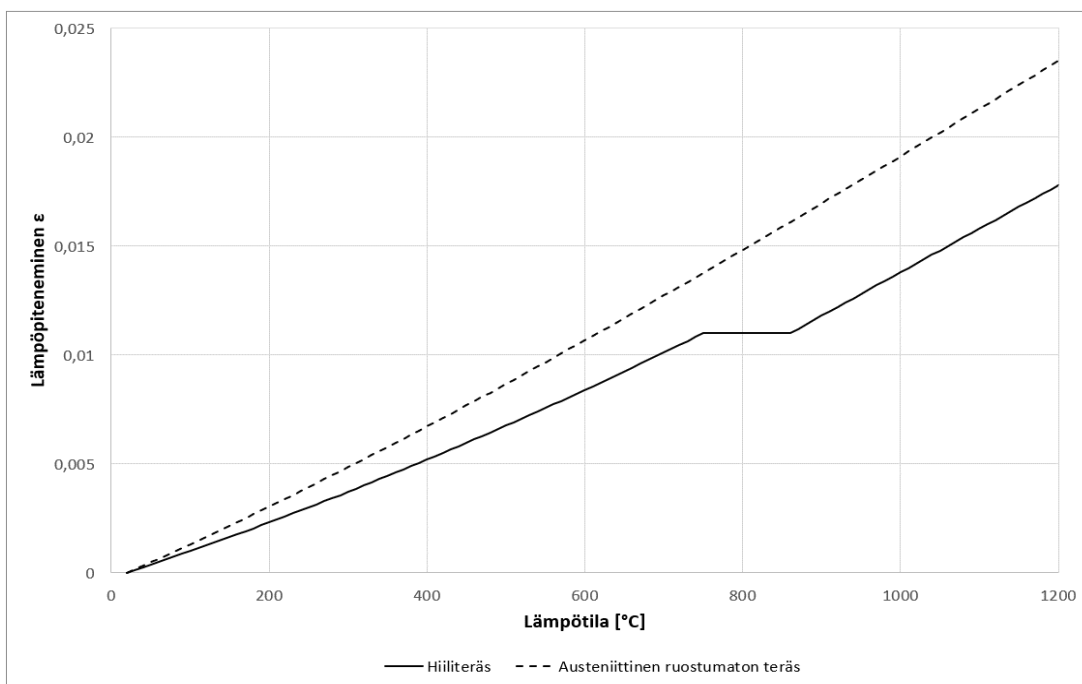
Lämpötilan nousulla on vaikutusta myös jännitys-venymäkuvaajan muotoon. Teräksen suhteellisuusraja lähtee laskemaan jo 100 °C:n jälkeen, kun myötöraja vasta 400 °C:n jälkeen [8]. Kuvassa 7 on esitetty hiiliteräksen jännitys-venymäkuvaaja normaalissa ja 500 °C:n lämpötilassa. Kimmokertoimen aleneminen lämpötilan noustessa altistaa rakennesosat herkemmin myös stabiilisuusiymiöille.



Kuva 7. Hiiliteräksen jännitys-venymäkuvaaja normaalissa ja korkeassa lämpötilassa.

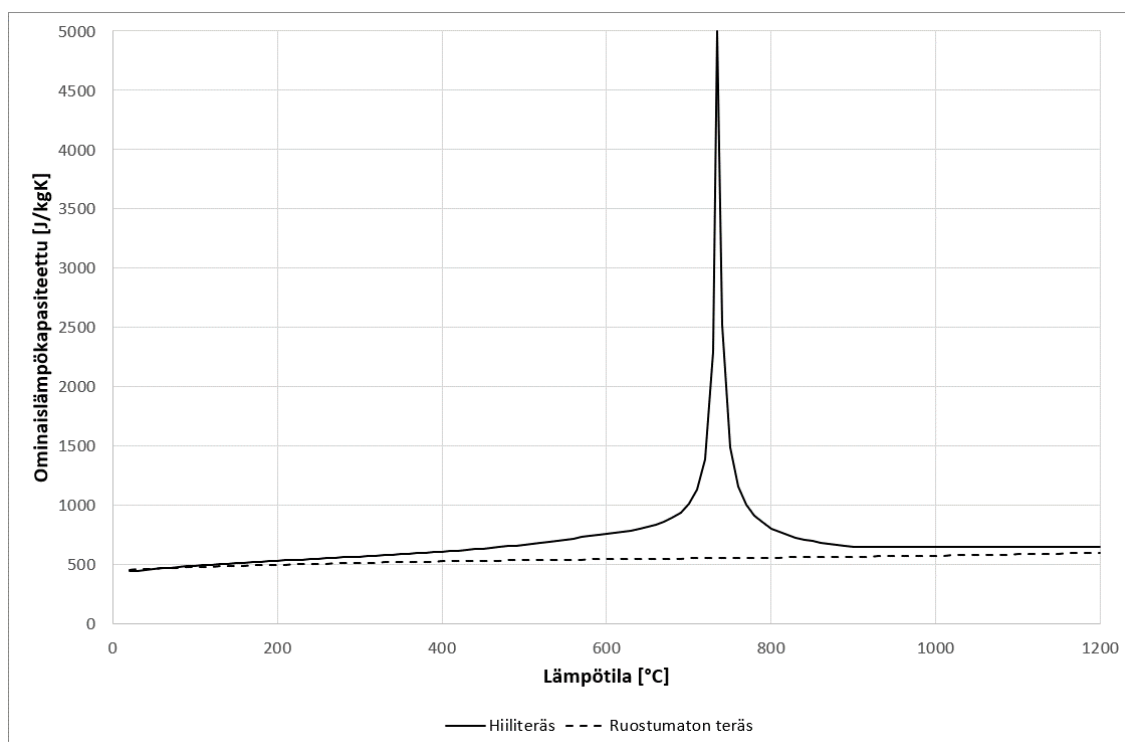
Suunnittelussa huomioon otettaviin teräksen termisiin ominaisuuksiin lukeutuu lämpöpitäminen, ominaislämpökapasiteetti ja lämmönjohtavuus. Ruostumattomien terästen materiaaliominaisuudet poikkeavat hiiliterästen materiaaliominaisuuksista. Eurokoodissa [8] annetaan kaavat lämpötilan funktiona näiden laskemiseksi.

Terästen lämpöpitäminen on merkittävää, jonka vuoksi rakenteeseen syntyy myös merkittäviä muodonmuutoksia ja siten välillisiä kuormanvaikutuksia. Kuvassa 8 on esitettyä hiiliteräksen ja austeniittisen ruostumattoman teräksen lämpöpitäminen lämpötilan funktiona.



Kuva 8. Hiiliteräksen ja austeniittisen ruostumattoman teräksen lämpöpitäminen [8].

Teräksen ominaislämpökapasiteetti nousee lämpötilan nousun myötä ja teräksen faasimuutoksen vuoksi ominaislämpökapasiteetissa ilmenee kuvan 9 mukainen piikki 735 °C:n kohdalla. Ruostumattomilla teräksillä ei tällaista piikkiä ilmene.



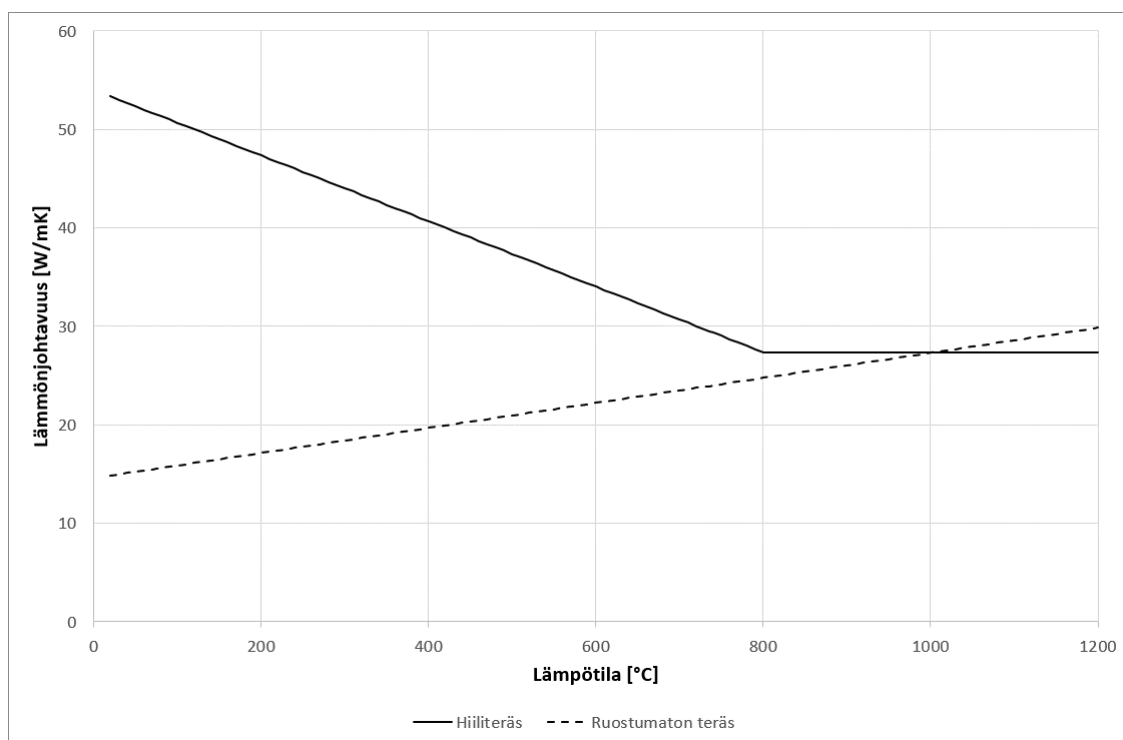
Kuva 9. Hiiliteräksen ja ruostumattoman teräksen ominaislämpökapasiteetti [8].

Hiiliteräksen lämmönjohtavuus laskee lineaarisesti lämpötilan nousun myötä aina 800 °C:n asti kaavan (22) mukaisesti, jonka jälkeen lämmönjohtavuus pysyy vakiona arvossa $\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK}$ [8].

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_g \quad [\text{W/mK}] \quad (22)$$

Ruostumattoman teräksen lämmönjohtavuus on huomattavasti alempi kuin hiiliteräksen, mutta se kuitenkin kasvaa lämpötilan noustessa kaavan (23) mukaisesti [8]. Lämmönjohtavuuksien kuvaajat on esitetty kuvassa 10.

$$\lambda_a = 14,6 + 1,27 \cdot 10^{-2} \theta_g \quad [\text{W/mK}] \quad (23)$$



Kuva 10. Hiiliteräksen ja ruostumattoman teräksen lämmönjohtavuus [8].

Pinnan säteilykertoimenä hiiliteräksille käytetään $\varepsilon = 0,7$ ja ruostumattomille teräksille $\varepsilon = 0,4$ [8]. Pienemmästä lämmönjohtavuudesta ja pinnan säteilykertoimesta johtuen ruostumattomat teräkset lämpenevät hitaammin palotilanteessa ja täten ruostumattomilla teräksillä rakenneosien lämpötilat ovat matalampia. Lämmönjohtavuuksien vastakkaisiin suuntiin oleva kehittyminen lämpötilan noustessa ja hiiliteräksen ominaislämpökapasiteetissa ilmenevä äkillinen nousu kuitenkin tasoittavat tätä lämpötilan nousun eroa korkeammissa lämpötiloissa.

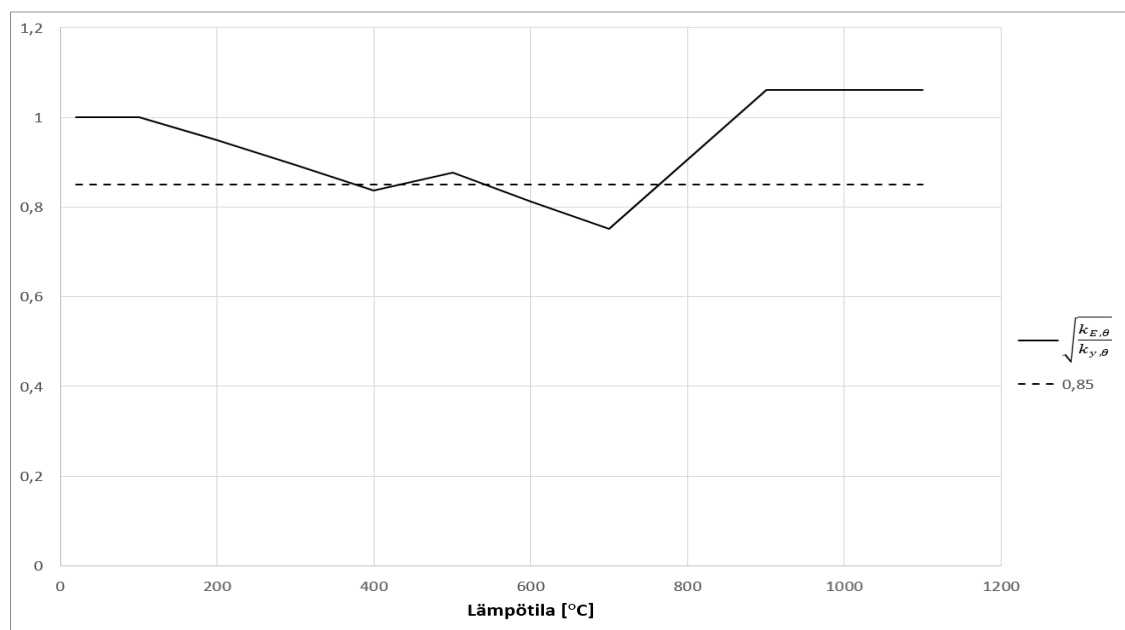
5.2 Yksinkertaiset laskentamenetelmät

Palotilanteessa poikkileikkausluokan määrittäminen tehdään vastaavasti kuin normaali-lämpötilan mitoituksessa, sillä erotuksella, että ε :n määritetään eurokoodin [8] mukaisesti kaavasta:

$$\varepsilon = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (24)$$

missä pienennyskerroin 0,85 ottaa huomioon korkean lämpötilan vaikutukset [8]. Kerroin ei ole kuitenkaan todellisuudessa vakio, vaan arvo on riippuvainen kimmomoduulista ja myötörajasta, jotka muuttuvat lämpötilan funktiona. Kerroin voidaan laskea kimmomoduulin ja myötörajan pienennystekijöiden suhteen neliöjuuresta lämpötilan funktiona [28].

Alla olevassa kuvassa 11 on esitetty tämä kertoimen muuttuminen lämpötilan funktiona yhtenäisellä viivalla sekä katkoviivalla arvo 0,85.



Kuva 11. Kimmomoduulin ja myötörajan pienennystekijöiden suhteen neliöjuuri lämpötilan funktiona on esitetty yhtenäisellä viivalla ja 0,85 pienennyskerroin katkoviivalla [28].

Vedettyjen sauvojen tapauksessa poikkileikkauksen vetokestävyys voidaan määrittää tasaisen lämpötilan mukaisesti käyttämällä koko poikkileikkaukselle poikkileikkauksen suurinta lämpötilaa vastaavia materiaaliominaisuuksia. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää epätasaista lämpötilajakaumaa ja summakaavaa jakamalla poikkileikkaus pienempiin osiin ja käyttämällä jokaiselle osalle osan suurinta lämpötilaa vastaavia materiaaliominaisuuksia. Netto poikkileikkauksen murtumista liitoksissa ei tarvitse ottaa huomioon silloin, kun kaikissa rei'issä on kiinnitin, sillä liitoksen lämpötila on alhaisempi, ja siten myötöraja korkeampi, lisämateriaalin vuoksi [8].

Puristetuille sauvoille esitetään eurokoodissa kaavat tapaukselle, jossa poikkileikkauksen lämpötilajakauma on tasainen. Puristettujen sauvojen palotilanteen nurjahduskestävyyttä määritettäessä nurjahduspituus määritetään yleensä kuten normaalilämpötilassa. Pilaria voidaan kuitenkin tarkastella päistään kiinnitettynä palo-osaston ala- ja yläpuolelle silloin, kun kyseessä on sivusuunnassa tuettu kehä ja osastoivien rakenteiden palonkestoaika on vähintään pilarin palonkestoaajan suuruinen. Pilarin nurjahduspituudelle voidaan tällöin käyttää välikerroksissa arvoa $l_{fi} = 0,5L$ ja ylimmässä kerroksessa arvoa $l_{fi} = 0,7L$. [8]

Taivutuskestävyys voidaan määrittää tasaisen lämpötilajakauman tapauksessa normaalilämpötilan taivutuskestävyydestä myötörajan pienennyskertoimen ja osavarmuuslukujen suhteen avulla. Epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa poikkileikkaus voidaan jakaa osiin ja määrittää jokaiselle osalle materiaaliominaisuudet osan suurimman lämpötilan mukaan. Taivutuskestävyys voidaan tämän jälkeen laskea summakaavalla, jossa otetaan huomioon poikkileikkausluokille 1 ja 2 kyseisen osan etäisyys plastisesta neutraaliakselista. [8] Poikkileikkausluokkien 3 ja 4 tapauksessa etäisyys lasketaan kimmo-teorian mukaisesta neutraaliakselista, jonka sijainti voidaan määrittää liittorakenteen taivoin kimmomoduulin avulla [28].

$$\sigma_i = \frac{E_i M_{fi,Ed}}{\sum_{i=1}^n E_i I_i} y \quad (25)$$

Jokaisen osan tulee kuitenkin täyttää jännitysehto:

$$\sigma_i \leq k_{y,\theta_i} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad [28] \quad (26)$$

Vaihtoehtoisesti epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3 taivutuskestävyys voidaan laskea tasaisen lämpötilajakauman mukaisesta taivutuskestävyydestä sovitustekijöiden avulla. Sovitustekijöillä otetaan huomioon poikkileikkauksen epätasainen lämpötilajakauma sekä epätasainen lämpötilajakauma palkin pituudella. [8]

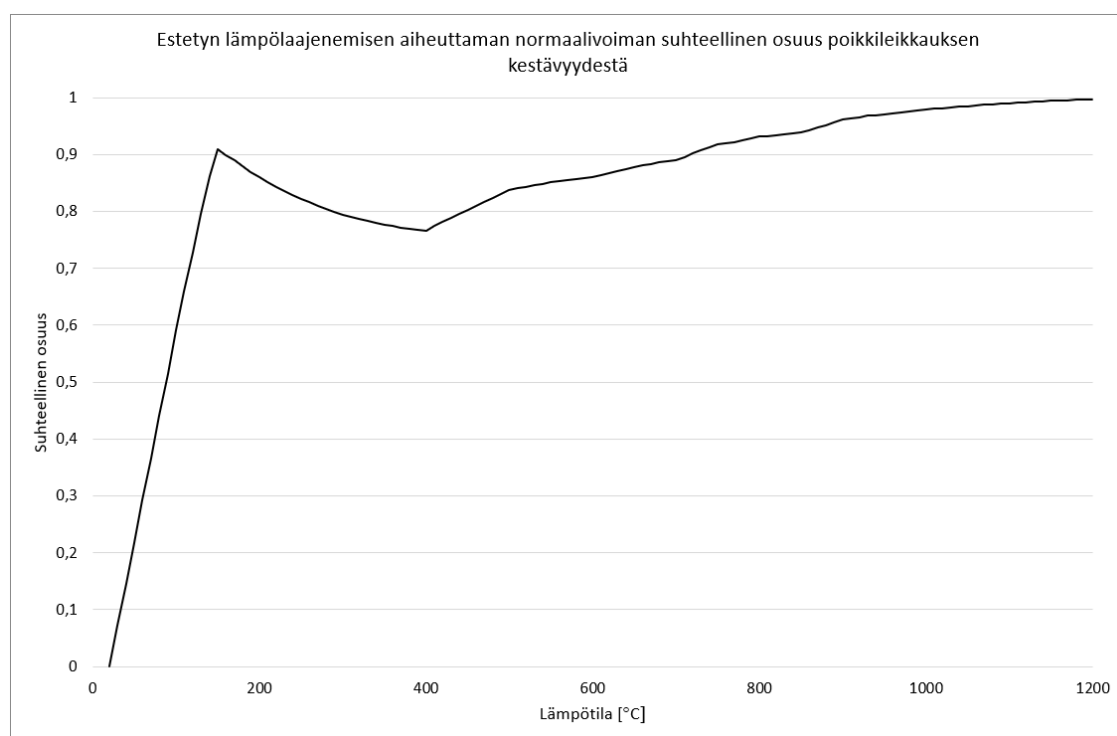
Leikkauskestävyys voidaan määrittää normaalilämpötilan leikkauskestävyyden perusteella myötörajan pienennyskertoimen ja osavarmuuslukujen suhteen avulla. Pienennyskerrointa määritettäessä lämpötilana käytetään uuman keskimääräistä lämpötilaa [8].

Vaihtoehtona rakenneosan kestävyys tarkastelulle, voidaan rakenneosan tarkastelu tehdä määrittämällä rakenneosan kriittinen lämpötila ja vertaamalla sitä rakenneosan lämpötilaan, jonka rakenneosa saavuttaa altistuessaan suunnittelun perusteena olevan ajan standardipalolle. Kriittistä lämpötilaa voidaan käyttää silloin, kun siirtymätilaehjoja tai stabiiliutta ei tarvitse ottaa huomioon [8]. Kriittisen lämpötilan määrittäminen perustuu rakenneosan käyttöasteeseen palotilanteessa ajanhetkellä $t=0$. Poikkileikkausluokalle 4 kriittisenä lämpötilana voidaan käyttää standardin EN 1993-1-2 Suomen kansallisen liitteen [10] perusteella $\theta_{cr} = 450 \text{ °C}$ ja sitä vastaavana pienennystekijänä $k_{p0,2,\theta} = 0,59$. Poikkileikkausluokalle 4 käytetään mitoituslujuutena 0,2-rajaa palotilanteen kestävyyslaskettaessa [8].

5.3 Lämpötilanmuutoksen vaikutukset

Lämpötilanmuutos itsessään ei aiheuta rakenneosiin rasituksia. Rasituksia syntyy lämpölaajenemisen seurauksena vasta silloin, kun lämpölaajeneminen estetään kokonaan tai edes osittain, tai lämpötilajakauman ollessa epätasainen, jolloin rakenneosiin syntyy sisäisiä muodonmuutoksia ja jännityksiä. Estetyn lämpölaajenemisen vaikutuksesta syntyvien rasitusten suuruus on riippuvainen rakenneosien suhteellisista jäykkyyksistä.

Lämpölaajenemisen ollessa estetty voi lämpölaajenemisen seurauksena poikkileikkaukseen kehittyä merkittävä normaalivoima. Kuvassa 12 on esitetty EN 1993-1-2 [8] mukaisen materiaalimallin avulla laskettu kuvaaja, jossa täysin estetyn lämpölaajenemisen aiheuttama normaalivoima on suhteutettu poikkileikkauksen normaalivoimakestävyyteen lämpötilan funktiona. Kyseistä kuvaajaa voidaan verrata myös rakenneosan nurjahduksen pienennystekijään. Mikäli pienennystekijä on pienempi kuin kuvaajan arvo, tapahtuu rakenneosan nurjahtaminen jo pelkästään lämpölaajenemisen vaikutuksesta täysin estetyn lämpölaajenemisen tapauksessa.



Kuva 12. Täysin estetyn lämpölaajenemisen aiheuttaman normaalivoiman suhteellinen osuus poikkileikkauksen normaalivoimakestävyydestä lämpötilan funktiona.

Lämpötilan nousulla on kuitenkin vaikutusta rakenneosien stabiiliuteen jo poikkileikkauksen kestävyttä pienemmillä lämpötiloilla, sillä teräksen kimmokerroin lähtee laskemaan jo 100 °C:n jälkeen, kun myötörajan aleneminen alkaa 400 °C:n jälkeen [8]. Yllä olevassa

kuvassa 12 voidaan havaita myös kimmokertoimen pienenemisen vaikutus lämpölaajenemisesta syntyviin rasituksiin kuvaajan lähtiessä laskemaan.

Poikkileikkauksen epätasainen lämpötilajakauma aiheuttaa poikkileikkaukselle epätasaisen materiaaliominaisuuksien jakauman, jonka vaikutuksesta myös poikkileikkauksen neutraaliakseli lähtee siirtymään kylmempää sivua kohti. Tästä aiheutuu normaalivoiman epäkeskisyyden muuttuminen, jonka seurauksena normaalivoiman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti muuttuu. Poikkileikkauksen epätasainen lämpötilajakauma aiheuttaa myös rakenneosien kaareutumista, jonka vaikutuksesta normaalivoiman epäkeskisyydet muuttuvat ja siten myös tästä aiheutuu rakenteelle toisen kertaluvun vaikutuksia. Tämä epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta syntyvä kaareutuminen aiheutuu profiilin kuumemman sivun suuntaan. Näin ollen epätasaisen lämpötilajakauman aiheuttamasta neutraaliakselin siirtymisestä syntyvän epäkeskisyyden seurauksena aiheutuva taivutusmomentti on vastakkaissuuntainen epätasaisesta lämpötilajakaumasta aiheutuvan kaareutumisen synnyttämän taivutusmomentin kanssa. Epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa hoikat pilarit taipuvat todennäköisemmin kuumemman sivun suuntaan, kun taas jyrkävämmillä pilareilla, joiden normaalivoima on pieni, taipuminen tapahtuu kylmemmän sivun suuntaan ennen kantokyvyn menettämistä. [29, 30]

Rakenneosien lämmitessä ja jäähtyessä myös rakenneosien välisissä liitoksissa vaikuttavat voimasuureet voivat vaihdella merkittävästi. Palkin lämpölaajenemisen estyessä myös liitoksiin voi syntyä merkittävä puristusvoima. Lisäksi liitoksen kiertymäjäykkyydestä riippuen palkin alalaipassa voi vaikuttaa puristusvoima. Näiden rasitusten vaikutuksesta alalaipassa voi tapahtua palotilanteessa paikallinen lommahdus, kuten lähteessä [31] esitetään.

Tutkimuksessa [32] tutkittiin betonisten, teräksisten, betoni-teräs-liittorakenteisten pilareiden ja palkkien mahdollista jäähtymisvaiheen sortumista. Tutkimuksessa saatujen tulosten mukaan kaikkien tutkittujen tapausten sortuminen jäähtymisvaiheessa on mahdollista. Teräsprofiileilla lämpenemisvaiheen ja sortuman ajankohdan välinen aika kasvaa, kun profiilin palosuojasta lisätään. Kuitenkin pisimmät ajat lämpenemisvaiheen ja sortuman ajankohdan välillä saatiin betoni-teräs-liittorakenteelle. [32]

Massiivisilla rakenteilla onkin suurempi riski jäähtymisvaiheessa tapahtuvalle rakenteen kantokyvyn menetykselle, sillä rakenteen pintaosat voivat olla palotilanteessa sisäosia huomattavasti lämpöisempiä. Tämä rakenteen sisäisen lämpötilaeron tasoittuminen tapahtuu hitaasti, jolloin myös rakenteen sisäosien materiaaliominaisuudet heikkenevät vielä palon jälkeenkin. [33]

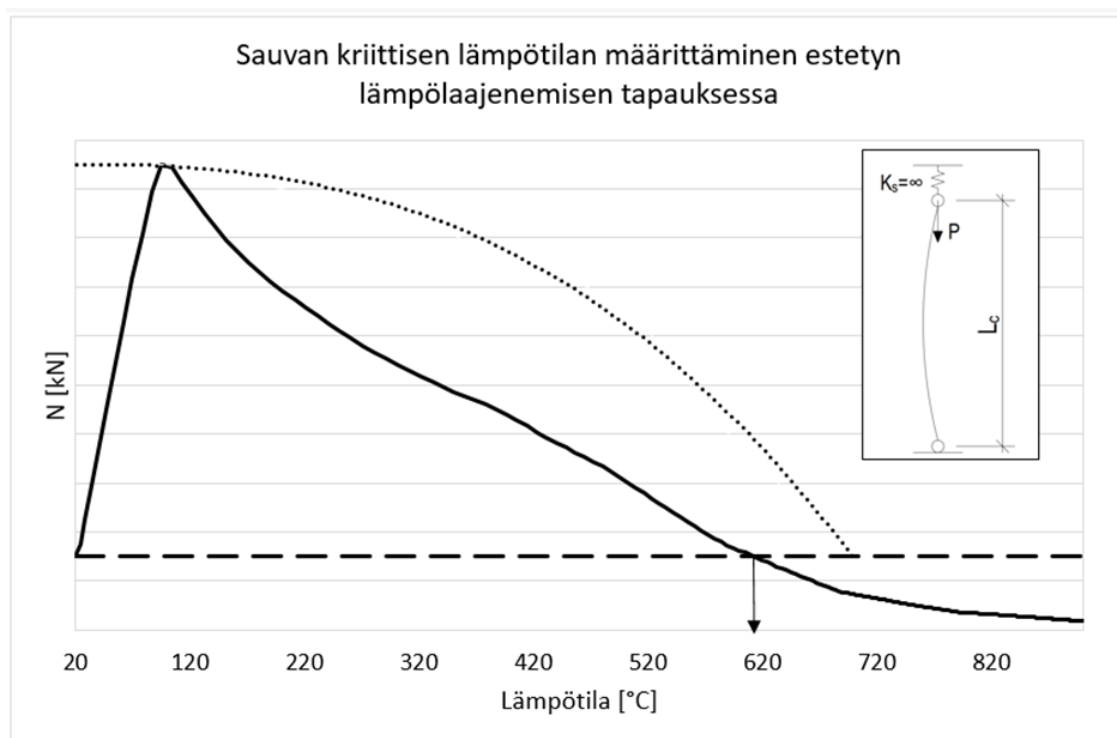
5.4 Puristetut sauvat

Sauvan nurjahtaessa sen kantokyky alenee merkittävästi, mutta sauva kykenee nurjahduksesta huolimatta kantamaan vielä kuormaa. Voikin olla hyväksyttävää sallia sauvan nurjahdus palotilanteessa, mikäli rakenteella on riittävä kyky kuormien uudelleen jakautumiselle eikä sauvan nurjahduksesta näin ollen aiheudu rakenteen sortumaa. Kuormien uudelleen jakautuminen on riippuvainen liittyvien rakenteiden jäykkyydestä, ja erityisesti rakenneosien jäykkyyksien suhteesta, sekä muodonmuutoskyvystä. Sauvan äkillinen nurjahtaminen aiheuttaa kuitenkin rakenteeseen dynaamisia vaikutuksia. Lisäksi sauvaan voi syntyä myös plastinen nivel sauvan nurjahtaessa, kun sauvan taipuma kasvaa riittävän suureksi. [34, 35]

Sauvan normaalivoiman kehittyminen lämpötilan funktiona on riippuvainen liittyvien rakenteiden jäykkyydestä ja niiden kyvystä sallia tai estää lämpölaajenemista. Tutkimuksissa [34, 36, 37] esitetään menetelmä, jossa sauvan kriittinen lämpötila määritetään vertaamalla palotilanteen kuormitusta normaalivoimakuvaajaan, joka määritetään lämpötilan funktiona sauvalle, jonka päiden siirtymät on täysin estetty. Tällöin lämpölaajenemisen aiheuttaman pituudenmuutoksen seurauksena sauvaan syntyy normaalivoima, jonka avulla määritetään kuvaaja sauvan suurimmasta kestävydestä lämpötilan funktiona.

Tutkimuksien [34, 36, 37] perusteella kriittinen lämpötila on pienempi sauvalle, jonka päiden siirtymät on estetty kuin sauvalle, jonka lämpölaajeneminen pääsee vapaasti tapahtumaan. Kriittisten lämpötilojen ero on riippuvainen lämpölaajenemista estävien rakenneosien jäykkyyksien suhteesta lämpölaajenevan rakenneosan jäykkyyteen. Näissä tutkimuksissa esitettyjen tulosten perusteella on kuitenkin konservatiivista olettaa sauvan päiden siirtymien olevan täysin estetyt määritettäessä normaalivoimakuvaajaa.

Kuvassa 13 on esitetty yhtenäisellä viivalla kuvaaja sauvan normaalivoiman kehityksestä lämpötilan funktiona. Kyseinen kuvaaja on määritetty sauvalle, jonka päiden siirtymät on täysin estetty ($K_s = \infty$) ja materiaaliominaisuuksina on käytetty eurokoodin [8] mukaisia ominaisuuksia korkeissa lämpötiloissa. Katkoviiva kuvaa sauvan ulkoista kuormitusta (palotilanteen mitoittava kuorma). Pistekatkoviivalla on kuvattu sauvan nurjahduskestävyyttä lämpötilan funktiona. Kuvaajan perusteella puristetulle rakenneosalle voidaan määrittää kriittinen lämpötila kohdasta, jossa palotilanteen kuormitus leikkaa kuvaajan [34, 36, 37]. Näin ollen kyseisestä kuvasta kriittiseksi lämpötilaksi saataisiin n.620 °C:ta, kun $K_s = \infty$.



Kuva 13. Puristetun sauvan kriittisen lämpötilan määrittäminen [34]. Kuvassa on esitetty yhtenäisellä viivalla sauvan normaalivoiman kehitymisestä lämpötilan funktiona, pistekatkoviivalla nurjahduskestävyys ja katkoviivalla sauvan ulkoinen kuormitus. Sauvan normaalivoiman ja ulkoisen kuormituksen leikkauskohdasta voidaan määrittää kriittinen lämpötila, joka on merkitty kuvaan nuolella.

Tutkimuksessa [36] on tutkittu sauvan aksiaalisten jäykkyyksien suhteen, normaalivoiman, sauvan hoikkuuden ja taivutusmomentin käyttöasteen sekä sauvanpään taivutusmomentin käyttöasteen vaikutusta sauvan nurjahdus- ja sortumislämpötilaan. Kyseisessä tutkimuksessa esitetään yksinkertainen sauvan käyttöasteeseen perustuva laskentakaava nurjahduslämpötilan ja sortumislämpötilan laskemiseksi sauvalle, jonka lämpölaajeneminen pääsee tapahtumaan vapaasti. Estetyn lämpölaajenemisen tapauksessa kyseisiä lämpötiloja redusoidaan vielä sauvan hoikkuuden, käyttöasteen ja aksiaalisen jäykkyyden perusteella. [36]

Myös tutkimuksessa [38] on tutkittu kriittisen lämpötilan määrittämistä puristetuille sauvoille, joiden lämpölaajeneminen on estetty. Siinä esitetään yksinkertaistetut kaavat eri kuormitusasteilla ja hoikkuuksilla kriittisen lämpötilan ja ajan laskemiseksi. Kaavat on määritetty sauvan hoikkuuksille $\lambda=35-90$ ja käyttöasteilla 0,3; 0,5 ja 0,7. Kaavojen käyttö rajoittuu kuitenkin ainoastaan suojaamattomiin ja jokaiselta sivulta paloaltistetulle HE-profiilisille sauvoille. Tutkimuksessa [39] kyseinen laskentamenetelmä on laajennettu koskemaan myös putkiprofiileja teräsristikoiden yhteydessä. Näissä esitetyissä menetelmissä sauvan kriittinen lämpötila määritetään myös lämpötilan perusteella, joka on las-

kettu ilman estetyn lämpölaajenemisen vaikutusta redusoimalla tätä lämpötilaa. Lämpötilan redusoinnissa otetaan huomioon estetyn lämpölaajenemisen lisäksi myös käyttöaste ja sauvan hoikkuus. [38, 39]

5.5 Normaalivoiman ja taivutusmomentin plastinen yhteisvaikutuskuvaaja epätasaiselle lämpötilajakaumalle

Eurokoodissa [8] esitetään menetelmä normaalivoiman ja taivutuksen yhteisvaikutuksen laskemiseksi silloin, kun poikkileikkauksen lämpötila on tasaisesti jakautunut. Epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa voidaan poikkileikkaukselle käyttää myös poikkileikkauksen suurimman lämpötilan mukaista myötölujuutta kestävyyttä laskettaessa [4]. Tällöin saatavat tulokset ovat kuitenkin ylikonservatiivisia. Myös lämpötilan keskiarvoistaminen saattaa johtaa ylikonservatiivisiin, mutta myös epäkonservatiivisiin tuloksiin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhdistelmästä riippuen. [40]

Myötörajan riippuvuus lämpötilasta aiheuttaa epätasaisen lämpötilan alaiseen poikkileikkaukseen myös epätasaisen myötörajan jakauman ja poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin siirtymisen. Tutkimuksissa [30, 40] esitetään menetelmä normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajan määrittämiseen epätasaisen lämpötilajakauman yhteydessä. Normaalivoima saadaan integraalista:

$$N = \int_A \sigma_y dA \quad (27)$$

Ja taivutusmomentti vastaavasti integraalista:

$$M = \int_A \sigma_y z dA \quad (28)$$

Kaksoissymmetrisen poikkileikkauksen tapauksessa myös yhteisvaikutuskuvaaja on normaalilämpötilassa kaksoissymmetrinen. Kuvaajan muoto kuitenkin muuttuu, kun poikkileikkaukseen syntyy lämpötilaeroja. Tasaisen lämpötilajakauman alaisen poikkileikkauksen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja pysyy saman muotoisena lämpötilasta riippumatta. Yhteisvaikutuskuvaajan muoto on myös riippumaton poikkileikkauksen koosta. [40]

Neutraaliakselin siirtymisestä johtuen normaalivoiman suuruudella on suoraan vaikutusta taivutusmomenttikestävyYTEEN. Suhteutettaessa ulkoinen taivutusmomentti poikkileikkauksen plastiseen taivutusmomenttikestävyYTEEN, saattaa tämä suhde olla yli yhden sisäisten voimien vaikutuksesta. Normaalivoiman kasvaessa neutraaliakseli siirtyy

enemmän ja siten suuremman epäkeskisyyden vaikutuksesta myös taivutusmomentti kasvaa. Kuitenkin poikkileikkauksen eri osien erilaisesta lämpöpitenemisestä aiheutuva taivutusmomentti muodostuu pienemmäksi suuremmalla normaalivoimalla. Näiden yhteisvaikutuksesta poikkileikkaukseen syntyy pienempi kokonaismomentti. [12, 30] Menetelmää käytettäessä tulee kuitenkin ottaa huomioon, ettei stabiiliusilmiöitä oteta huomioon kyseistä kuvaajaa määritettäessä. Rakenneosan stabiilius saattaa kuitenkin rajoittaa plastisuusteorian mukaisen jännitystilan kehittymistä.

5.6 Kehärakenteen toiminta palotilanteessa

Palotilanteessa jäykillä liitoksilla toteutettujen kehärakenteiden rakenneosiin ja liitoksiin syntyy kuormanvaikutuksia estetyn lämpölaajenemisen ja epätasaisten lämpötilajakaumien vaikutuksesta. Epätasaisia lämpötilajakaumia aiheutuu pilareille mm. paikallisen palon tapauksessa, jossa pilarin kaikille sivuille ei kohdistu yhtä suuri lämpörasitus. Myös vaakarakenteet kokevat epätasaisia lämpötilajakaumia niiden kannatteleminen rakenteiden suojaavan vaikutuksen vuoksi. Vaikka rakenteen staattisen määräämättömyyden vuoksi rakenneosiin muodostuukin palotilanteessa kuormanvaikutuksia, voidaan staattista määräämättömyyttä käyttää myös hyväksi.

Rakenteen staattinen määräämättömyys sallii plastisten nivelten syntyminen rakenteeseen ilman rakenteen sortumista. Rakenteen kantokyky säilyy siihen asti, kunnes rakenteeseen on syntynyt plastisia niveliä niin monta, että rakenne muuttuu mekanismiksi [41]. Plastisten nivelten syntyminen edellyttää rakenneosilta kuitenkin riittävää muodonmuutoskykyä ja näin ollen rakenneosien, joihin plastisia niveliä voi syntyä, tulee olla poikkileikkausluokan 1 poikkileikkauksia. Myös poikkileikkausluokan 2 poikkileikkaukseen plastisen jännitystilan syntyminen on mahdollista, mutta poikkileikkauksen paikallinen lommahdus rajoittaa kiertymiskykyä [25].

Palkkien lämpölaajenemisella matalammissa lämpötiloissa ja köysivaikutuksella korkeammissa lämpötiloissa on suuri merkitys sortumismekanismiin. Suurten kuormitusten tapauksessa palkkien köysivaikutuksesta muodostuu myös liittyviin rakenteisiin suuri vaakasuuntainen vetovoima, jonka seurauksena kehärakenne saattaa sortua sisäänpäin. [42] Tämä pystyrakenteeseen kohdistuva vetovoima onkin merkittävä tekijä jatkuvan sortuman aiheuttajana [43]. Palkkien poikkileikkausta kasvattamalla voidaan kuitenkin välttää koko rakenteen sortuma hyödyntämällä köysivaikutusta pilarin nurjahtaessa. Köysivaikutuksen hyödyntäminen vaatii kuitenkin liitoksilta merkittävää kuorman kantokykyä, sillä liitoksessa vaikuttava normaalivoima saattaa kasvaa moninkertaiseksi pystyrakenteen nurjahtaessa ja kuormien jakautuessa uudelleen. [44]

Lisäksi palon sijainnilla on suuri vaikutus rakenteen sortuman syntymiseen ja etenemiseen. Pilarin menettäessä kantokykyä kuormat pyrkivät jakautumaan uudelleen, jolloin viereisille pilareille syntyy lisäkuormituksia. Tutkimuksessa [46] saatujen tulosten perusteella kehän ulomman pilarin menettäessä kantokykyä voi viereisille pilareille aiheutua suurempi lisäkuormitus kuin mitä kantokyvyn menettäneen pilarin kuormitus on edes normaalilämpötilassa. [45] Palon sijaitessa rakennuksen reunalla rakennus onkin alttiimpi jatkuvalle sortumalle kuin palon sijaitessa rakennuksen keskellä [42].

Tutkimuksissa [43, 44] on tutkittu myös sivusuunnassa tukemattoman kehän sortumamekanismia ja eri jäykistysjärjestelmien vaikutusta sortumamekanismiin sekä jatkuvan sortuman syntymiseen palotilanteessa monikerroksisella ja moniaukkoisella kehärakenteella. Sivusuuntaisen jäykistykseen jäykkyydellä todettiin olevan vaikutusta rakenteeseen syntyviin pystysuuntaisiin muodonmuutoksiin pilarin nurjahtaessa silloin, kun rakenne kykenee löytämään nurjahduksen jälkeisen uuden tasapainotilan. Kuitenkaan lämpötilaan, jossa koko rakenteen sortuma aiheutuu, sillä ei todettu olevan merkittävää vaikutusta. [44] Pystysuuntaisella jäykistyksellä voidaan sen sijaan sivusuuntaisen jäykkyyden kasvattamisen lisäksi välttää tehokkaasti sortuman eteneminen paikallisesta sortumasta globaaliksi sortumaksi [43]. Rakenteen sortumamekanismin ja toiminnan tunteminen hetkellä, jolloin pilarin kantokyky menetetään, auttaa suunnittelemaan rakenteet niin, ettei koko rakenteen sortumaa pääse tapahtumaan [44].

Rakenneosien lämpötilalla on myös vaikutusta niiden nurjahduspituuksiin materiaaliominaisuuksien muuttumisen myötä. Rakenneosien nurjahduspituudet lyhenevät palotilanteessa verrattuna normaalilämpötilan nurjahduspituuksiin. Normaalilämpötilassa kehän nurjahtamista hallitsevat rakenneosat eivät välttämättä palotilanteessa olekaan kriittisiä rakenneosia kehän nurjahtamisen kannalta. [46]

5.7 Ristikon toiminta palotilanteessa

Ristikon rakenteesta johtuen rakenneosien lämpölaajeneminen on lähes aina joltain osin estetty, jolloin lämpötilanmuutokset aiheuttavat muutoksia rakenneosien kuormituksiin. Lisäksi rakenneosien lämpenemisen seurauksena aiheutuu myös siirtymiä ja muodonmuutoksia rakenteeseen, joiden seurauksena aiheutuu muutoksia rakenneosien rasitukseen. Ristikon taipumalla on yhteys diagonaaleihin syntyvien lisärasitusten kanssa [39, 47]. Artikkelissa [47] esitetään tutkimus teräsristikon käyttäytymisestä korkeissa lämpötiloissa tasaisen lämpötilajakauman alaisena. Kyseisessä tutkimuksessa esitetään, että

puristettujen diagonaalien normaalivoiman muutos voidaan määrittää yläpaarteen normaalivoiman ja ristikon taipuman avulla. Tämä normaalivoiman muutos voidaan laskea tutkimuksessa [47] esitetyn kaavan avulla:

$$\Delta F = \frac{F_{yp} \cdot \frac{v}{L}}{\sin \varphi} \quad (27)$$

missä φ on diagonaalin ja yläpaarteen välinen kulma.

Tämä normaalivoiman muutos pienenee kuitenkin nopeasti siirryttäessä tukea kohti yläpaarteen normaalivoiman pienenemisen myötä. Myös diagonaalien ja paarteiden välillä kulmalla on suuri merkitys sauvoihin syntyviin lisävoimiin ja siten rakenteen sortumislämpötilaan [47].

Tutkimuksessa [47] määritetään myös kriittiset lämpötilat rakenneosakohtaisella tarkastelulla ilman epäsuoria vaikutuksia sekä ottamalla huomioon epäsuorat kuormanvaikutukset. Jättämällä epäsuorat kuormanvaikutukset huomioon ottamatta, kriittinen lämpötila saattaa olla huomattavasti korkeampi kuin ottamalla huomioon epäsuorat kuormanvaikutukset. Kyseisessä tutkimuksessa tämä ero oli suurimmillaan jopa yli 100 °C. Myös tutkimuksessa [39] saatujen tulosten perustella epäsuorilla kuormanvaikutuksilla on merkittävä vaikutus kriittiseen lämpötilaan. Epäsuorien kuormitusten jättäminen huomioon ottamatta saattaakin johtaa huomattavan epäkonservatiivisiin tuloksiin. Epäsuorien kuormien vaikutusten huomioon ottaminen onkin tärkeää jo pienemmilläkin lämpötilanmuutoksilla, vaikka lämpötilalla ei olisikaan vaikutusta teräksen myötörajaan [48].

Lisäksi tutkimuksessa [47] tutkittiin laskentamallissa käytettävien liitosten (nivelellinen, jäykkä) vaikutusta saataviin tuloksiin. Tämän perusteella ristikon sauvojen väliset liitokset voidaan yksinkertaistaa konservatiivisesti nivelellisiksi laskettaessa rakenneosien kriittisiä lämpötiloja, kuitenkin ottamalla huomioon epäsuorat kuormanvaikutukset.

Palon ollessa paikallinen, ristikkoon aiheutuu merkittävästi epätasainen lämpötilajakauma. Artikkelissa [39] esitetään tutkimus teräsristikon diagonaalien erilaisen lämpenemisen vaikutuksesta. Tutkimuksessa tarkasteltiin tapauksia, jossa ainoastaan kriittistä diagonaalia lämmitettiin sekä kriittisen diagonaalin lisäksi viereisiä diagonaaleja aina kolmen diagonaalin päähän kriittisestä diagonaalista. Näiden tapausten perusteella saatujen tulosten mukaan lämpölaajenemisesta aiheutuva normaalivoiman muutos on suurimmillaan, kun ainoastaan kriittistä sauvaa lämmitetään ja pienenee sitä mukaa, mitä

useampaa viereistä sauvaa lämmitetään. Lisäksi useamman kuin kahden viereisen sauvan lämpenemisen vaikutuksen huomioon ottaminen kriittisen sauvan normaalivoiman muutoksessa on hyvin pieni. [39]

Kyseisessä tutkimuksessa [39] esitetään myös laskentakaavat lämpölaajenemisesta aiheutuvan normaalivoiman muutoksen laskemiseksi. Diagonaalien normaalivoiman muutos, kun vain kriittistä sauvaa lämmitetään, voidaan laskea kaavasta:

$$\Delta F_s = \frac{k_{tot}k_d}{k_{tot}+k_d} \alpha \Delta T l_d \quad (28)$$

$$k_d = \frac{EA}{l_d} \quad (29)$$

Ja tapauksessa, jossa myös viereisiä diagonaaleja lämmitetään, kaavasta:

$$\Delta F_m = k_f \frac{k_{tot}k_d}{k_{tot}+k_d} \alpha \Delta T l_d \quad (31)$$

$$k_f = \frac{\Delta F_m}{\Delta F_s} \quad (32)$$

5.8 Herkkyysanalyysi

Laskentaan sisältyy aina parametreja, joihin liittyy jonkinlainen epävarmuus parametrin todellisesta arvosta. Tästä eri parametrien todellisen arvon vaihtelusta aiheutuvaa epävarmuutta laskennasta saataviin tuloksiin pyritään selvittämään herkkyysanalyysillä. Herkkyysanalyysillä voidaan selvittää yksittäisen tai useamman parametrin yhteisvaikutuksesta syntyviä vaikutuksia tuloksiin. Yksittäisen parametrin muuttamisella ei kuitenkaan saada selville eri parametrien välistä mahdollista korrelaatiota ja siitä syntyviä vaikutuksia tuloksiin. Useita muuttujia sisältävän tehtävän parametrien yhteisvaikutuksesta aiheutuvan vaikutuksen selvittäminen käsinlaskennalla voikin olla hyvin työlästä useista eri parametrien yhdistelmistä johtuen.

Useita muuttujia sisältävän tehtävän parametrien vaikutuksia lopputuloksiin voidaan arvioida mm. Monte Carlo-menetelmällä, jossa lasketaan useita ratkaisuja muuttamalla satunnaisesti eri parametrien arvoja. Parametreille lasketaan satunnaisia arvoja parametrien arvojen todennäköisyysjakaumien avulla. Lopputuloksena Monte Carlo-simuloinnista saadaan useita ratkaisuja, joista voidaan muodostaa todennäköisyysjakauma. [49] Tämän todennäköisyysjakauman avulla voidaan määrittää luotettavuustaso, jota voidaan verrata EN 1990 [9] mukaisiin luotettavuusindeksiin β raja-arvoihin.

6. VERTAILULASKELMAT JA TULOKSET

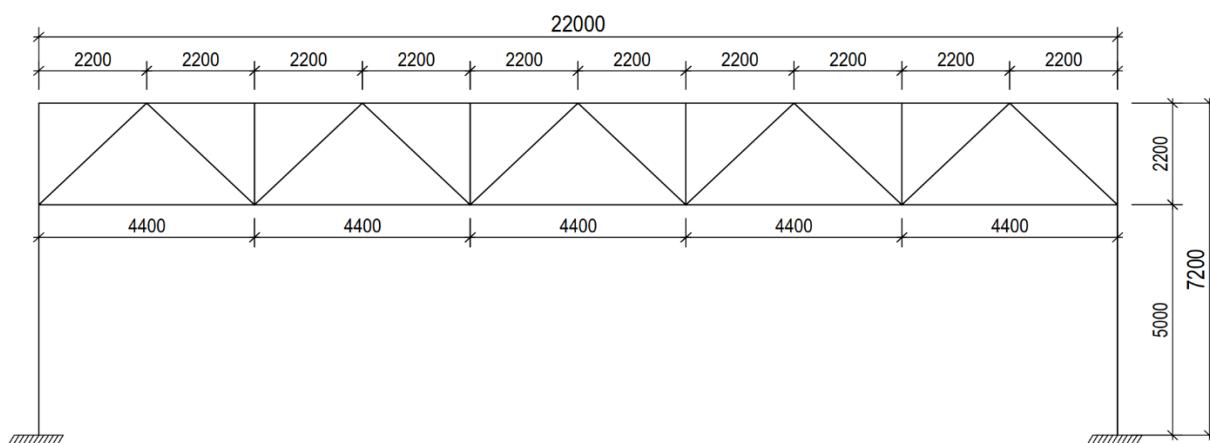
6.1 Tarkasteltava rakenne

Tarkasteltavana rakennuksena käytetään tuotantohallia, jonka pohja on kooltansa n.22*48 m² ja korkeus 7,2 m. Kehäväli on 6 m ja kehä koostuu teräspilareista ja -ristikoista. Kaikki profiilit ovat putkiprofiileja ja lujuusluokkana käytettiin S355.

Kehän kuormina (ominaiskuormia) tarkastelussa käytetään:

- Vesikattorakenteet sis. ripustukset 1,0 kN/m²
- Lumikuorma 2,0 kN/m²
- Tuulikuorma 0,6 kN/m²

Laskelmat tehtiin rakenteenosan tarkasteluna käyttäen yksittäistä kehää, jonka pilarit on kiinnitetty jäykästi alapäästään sekä pilareiden, ja ristikon välinen liitos on jäykkä. Myös ristikon sauvojen väliset liitokset mallinnettiin jäykkinä ja ilman mahdollisia epäkeskisyyksiä. Kuvassa 14 on esitetty tarkasteltava rakenne ja sen mitat. Rakenteen profiilit on esitetty luvun 6.2 yhteydessä. Standardipalomitoituksesta saatuja profiileja käytettiin myös toiminnallisen palomitoituksen tarkastelussa.



Kuva 14. Tarkasteltava kehä ja päämitat.

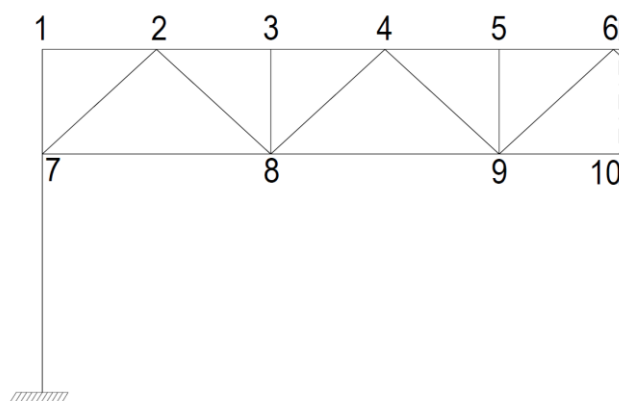
Rakenteen normaalilämpötilan ja standardipalomitoitus tehtiin käyttäen RFEM-ohjelman EC3-moduulia. Safir-ohjelmalla (versio 2019 a3) tehdyn rakennemallin toiminnasta normaalilämpötilassa tehtiin vertailu RFEM-ohjelmalla tehtyyn rakennemalliin, jolla pyrittiin löytämään mahdollisia eroavuuksia mallien toiminnan väliltä. Vertailu tehtiin palotilan-

teen kuormitustapauksella ilman lisävaakavoimia, jossa määräävänä muuttuvana kuormana oli lumikuorma. Safirilla tehdyissä rakennepuolueissa käytettiin dynaamista ratkaisijaa, joka perustuu epälineaariseen aikahistoriaan. Elementteinä käytettiin palkkielementtejä, joiden pituus rajoitettiin korkeintaan 20 cm:n.

Rakenteen maksimitaipumaksi (taulukossa 3 nro 6) RFEM:n antaa 21,52 mm ja vastavasti Safir 21,55 mm. Alla esitetystä taulukosta 3 voidaan havaita, että myös eri pisteiden pystysuuntaisia siirtymiä tarkasteltaessa erot ohjelmien välillä ovat hyvin pieniä. Kuvassa 15 on esitetty taulukossa esitettyä numerointia vastaavat sijainnit kehässä. Symmetrisyyden vuoksi taulukossa ja kuvassa on esitetty vain toinen puoli kehästä. Liitteessä A on esitetty eri ohjelmista saatuja voimasuureita sekä siirtymätilojen kuvia.

Taulukko 3. Kehän pystysuuntaisia siirtymiä normaalilämpötilassa palotilanteen mitoituskuormalla.

Numero	RFEM	Safir	Erotus %
1	0,62 mm	0,63 mm	1,61
2	6,92 mm	6,94 mm	0,29
3	12,83 mm	12,87 mm	0,31
4	17,21 mm	17,27 mm	0,35
5	20,42 mm	20,50 mm	0,39
6	21,52 mm	21,55 mm	0,14
7	0,59 mm	0,59 mm	0,00
8	12,66 mm	12,70 mm	0,32
9	20,26 mm	20,33 mm	0,56
10	21,27 mm	21,39 mm	0,00



Kuva 15. Kehän tarkastelupisteiden numerointi taulukkoa 3 vastaavasti.

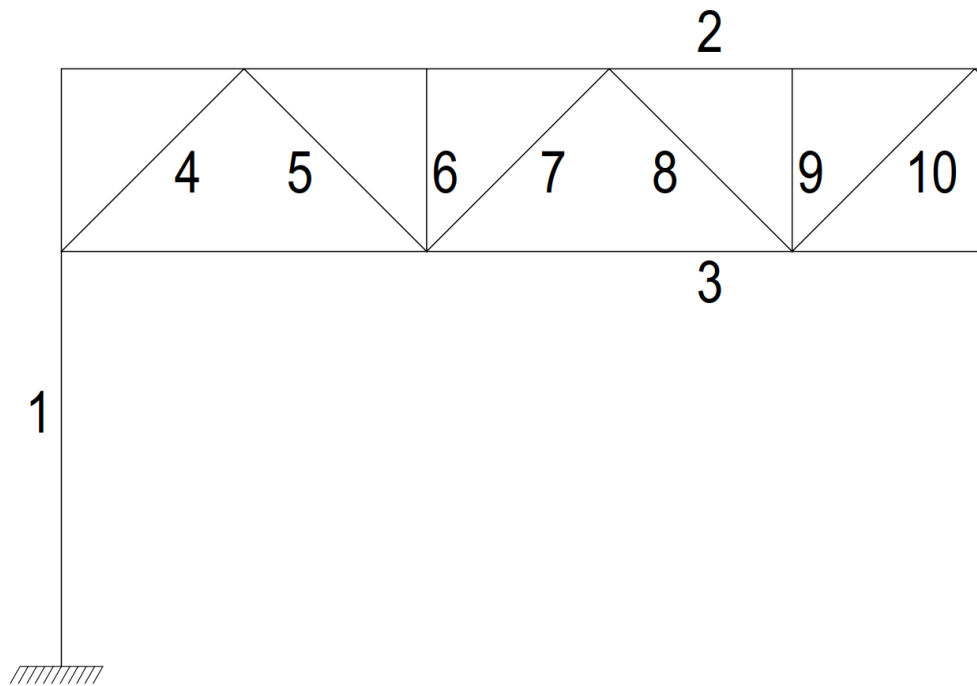
6.2 Standardipalo

Tarkasteltava rakenne mitoitettiin rakenneosakohtaisesti R15-luokkavaatimuksen mukaisesti käyttäen RFEM-ohjelman (versio 5.12) EC3-modulia. Vertailuna rakenneosakohtaiseen palomitoitukseen, standardipalomitoitus tehtiin myös Safir-ohjelmalla (versio 2019 a3) [50, 51] analysoimalla koko kehän toimintaa standardipalon alaisena. Safir-ohjelmalla tehdyssä analyysissä otetaan huomioon myös lämpötilanmuutoksesta ja lämpötilaeroista syntyvät välilliset ja epäsuorat kuormanvaikutukset.

Alla olevassa taulukossa 4 on esitetty kehän rakenneosien profiilit ja niiden kriittiset lämpötilat sekä aika, jolloin kriittinen lämpötila saavutetaan. Kuvassa 16 on esitettynä kehän numerointi taulukkoa 4 vastaavasti. Kehän symmetrisyyden vuoksi taulukossa ja kuvassa on esitetty vain toisen puolen sauvojen profiilit ja niiden arvot. Taulukossa 4 esitetyt kriittiset lämpötilat on laskettu RFEM:llä ja kriittiset ajat käsinlaskennalla käyttäen poikkileikkaustekijälle SSAB:n rakenneputki käsikirjassa [52] annettuja arvoja sekä ominaislämpökapasiteetille eurokoodissa [8] esitettyä mallia teräksen ominaislämpökapasiteetista lämpötilan funktiona.

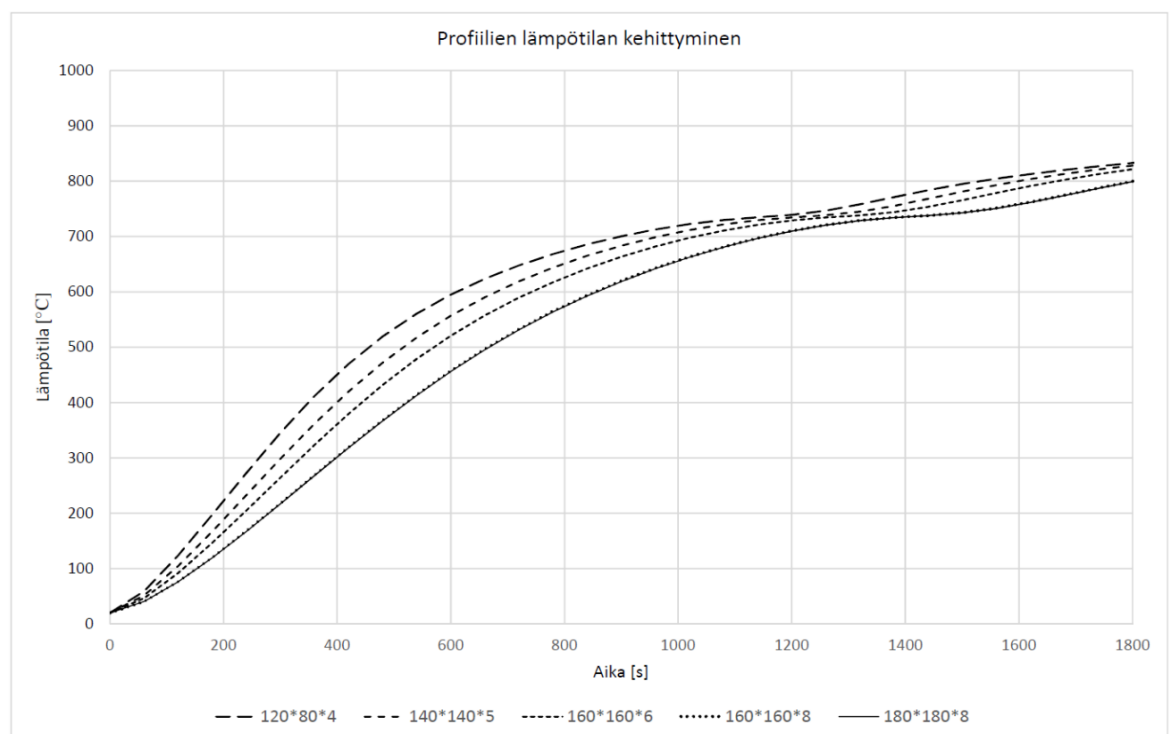
Taulukko 4. Kehän profiilit, kriittiset lämpötilat ja kriittinen aika.

Numero	Profiili	Kriittinen lämpötila	Kriittinen aika
1	SHS 180x180x8	664 °C	16 min 56 s
2	SHS 160x160x8	658 °C	16 min 38 s
3	SHS 160x160x6	685 °C	16 min 2 s
4	SHS 160x160x6	683 °C	15 min 56 s
5	SHS 140x140x5	765 °C	23 min 34 s
6	RHS 120x80x4	835 °C	30 min 16 s
7	SHS 140x140x5	715 °C	17 min 8 s
8	RHS 120x80x4	801 °C	25 min 28 s
9	RHS 120x80x4	842 °C	31 min 34 s
10	RHS 120x80x4	813 °C	26 min 52 s



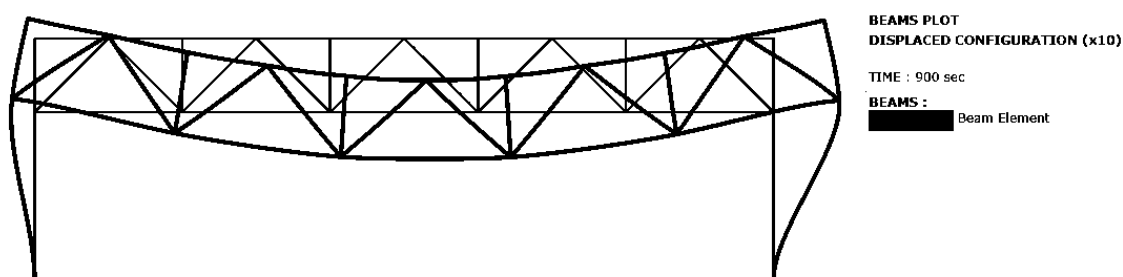
Kuva 16. Kehän rakenneosien numerointi taulukkoa 4 vastaavasti.

Kuvassa 17 on esitetty kehän profiilien lämpötilojen kehittyminen ajan funktiona standardipalon alaisena Safirilla laskettuna. Kuvaajissa voidaan havaita teräksen faasimuutoksen vaikutus n.735 °C:n kohdalla.

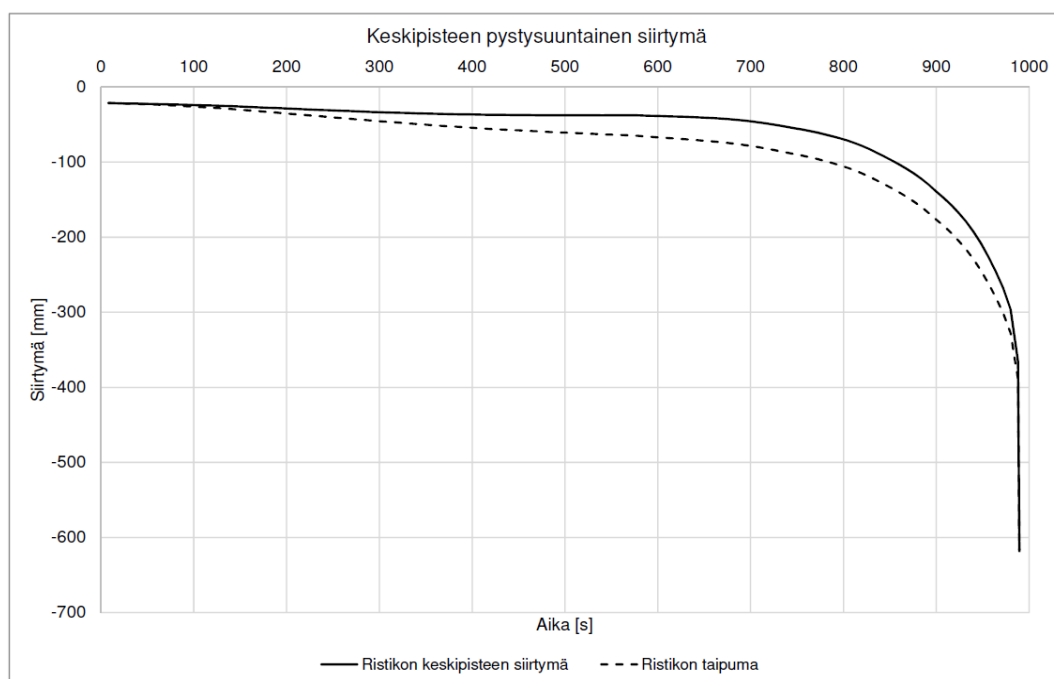


Kuva 17. Profiilien lämpötilan kehittyminen ajan funktiona Safirilla laskettuna.

Kehän siirtymätila 900 sekunnin (R15) kohdalla skaalattuna 10-kertaiseksi on esitettyä alla olevassa kuvassa 18. Kuvassa 19 on esitettyä Safirilla tehdystä rakenneanalyyysistä saatu alapaarten keskipisteen pystysuuntainen siirtymä ajan funktiona kriittisimmälle, lyhimmän ajan antavalle, kuormitustapaukselle. Kriittisenä kuormitustapauksena tarkasteltavalle rakenteelle on tarkasteltavassa tapauksessa omapaino ja lumikuorma määräävänä muuttuvana kuormana sisältäen lisävaakavoiman. Tässä kappaleessa esitetyt tulokset ovat tästä kuormitustapauksesta. Liitteessä B on esitetty tuloksia myös muista kuormitustapauksista.



Kuva 18. Kehän siirtymätila 10-kertaisena 900 sekunnin kohdalla standardipalossa.

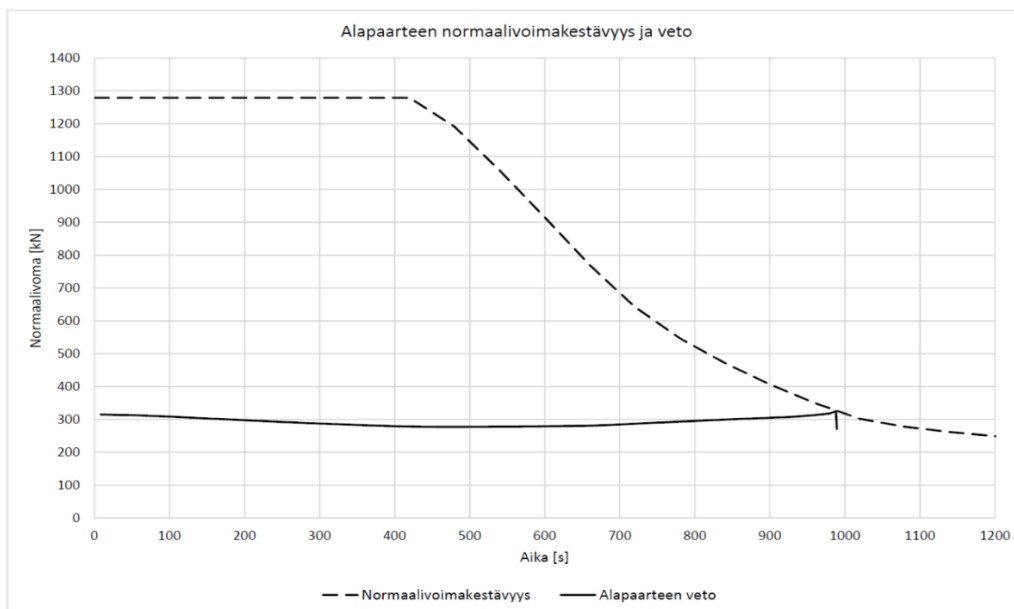


Kuva 19. Kehän keskipisteen pystysuuntainen siirtymä ja ristikon taipuma ajan funktiona standardipalossa.

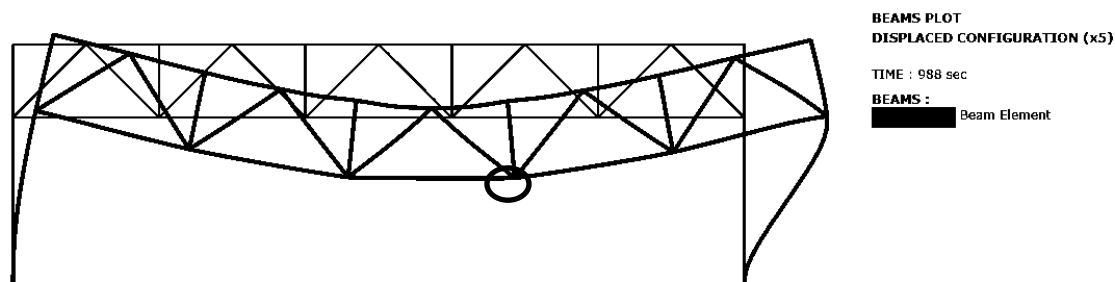
Pilareiden lämpölaajenemisesta aiheutuu siirtymä ylöspäin, joka pienentää keskipisteen absoluuttista siirtymää. Kuvassa 19 esitettyssä kuvaajassa yhtenäisellä viivalla on esitettyä ristikon keskipisteen siirtymä, jossa on mukana pilareiden lämpölaajenemisen vai-

kus. Katkoviivalla on esitetty kuvaaja ristikon taipumasta, joka on laskettu ristikon keskipisteen siirtymän kuvaajasta ottamalla huomioon pilareiden lämpölaajenemisesta aiheutuvat ristikon päiden siirtymät. Liitteessä B on esitettynä myös muiden kuormitustapausten kuvaajat sekä testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeuden kuvaaja. Kyseisessä kuvaajassa laskenta loppuu 989 sekunnin kohdalla, jolloin rakenteelle ei löytynyt enää tasapainoa.

Muita profiileja selvästi lyhyemmät kriittiset ajat saatiin alapaarteelle (962 s) sekä ristikon reunimmaisille diagonaaleille (956 s). Kuvassa 20 on esitetty alapaarteen normaalivoimakestävyyden ja vetorasituksen kuvaaja ajan funktiona. Normaalivoimakestävyys on laskettu Safirista saadun profiilin lämpötilan kehittymisen ja lämpötilaa vastaavan pienennyskertoimen avulla. Alapaarteen veto pienenee hieman lämpötilan noustessa ristikon lämpölaajenemisen seurauksena, mutta lähtee kasvamaan taipuman kasvaessa. Kuvaajasta voidaan havaita alapaarteen vedon saavuttavan profiilin normaalivoimakestävyyden, jonka jälkeen alapaarteen vedon kuvaajan lopussa tapahtuu nopea pudotus rakenteen sortumisen johdosta. Kuvassa 21 on esitetty rakenteen siirtymätila 988 sekunnin kohdalla, juuri ennen rakenteen sortumaa. Kuvasta 21 on ympyröitynä alapaarteen kohta, jossa alapaarteen myötääminen tapahtuu. Alapaarteen veto normaalilämpötilassa on 315,2 kN:a ja laskee palotilanteessa alimmillaan 270,3 kN:n, jonka jälkeen vetovoima lähtee kasvamaan saavuttaen juuri ennen rakenteen sortumaa 325,4 kN:a. Liitteessä B on esitetty alapaarteen vedon kuvaaja ajan funktiona pienemmällä skaalalla.

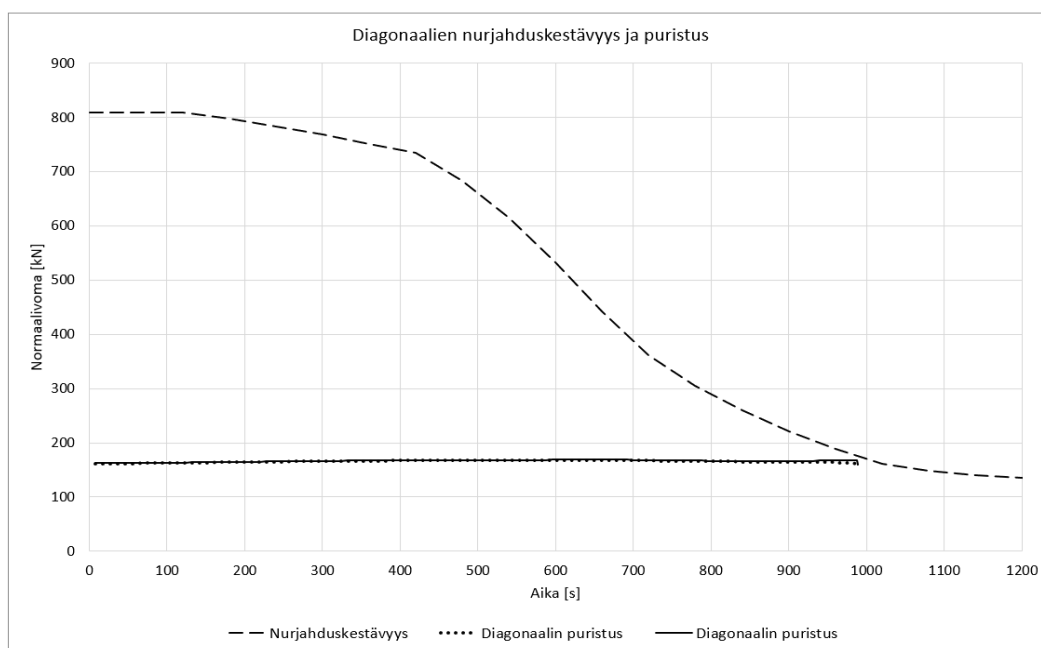


Kuva 20. Alapaarteen normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona standardipallossa.



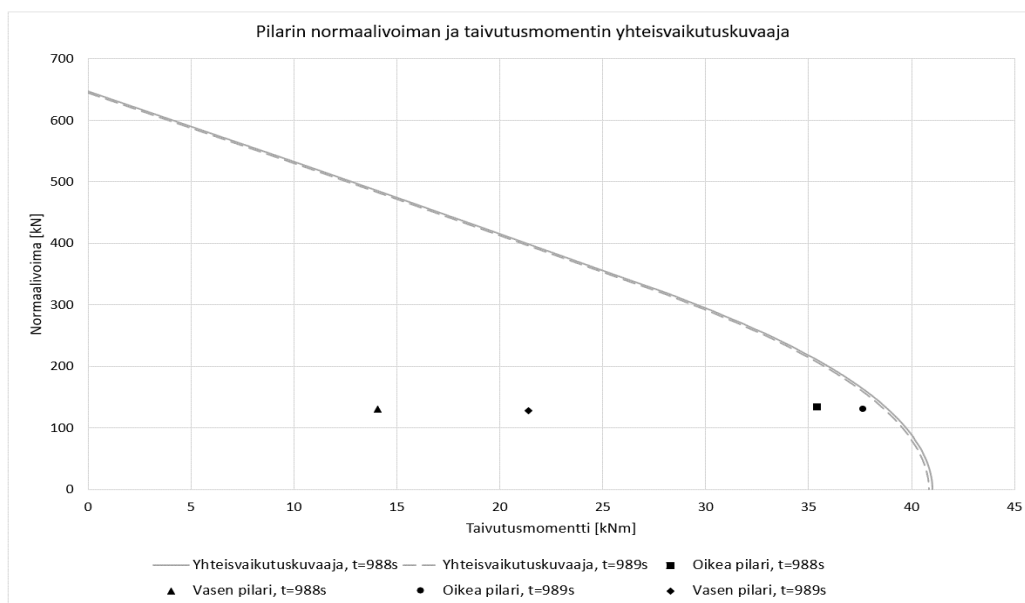
Kuva 21. Kehän siirtymätila 5-kertaisena 988 sekunnin kohdalla standardipalossa.

Vastaavasti kuvassa 22 on esitetty ristikon reunimmaisten diagonaalien normaalivoiman ja nurjahduskestävyyden kehittyminen ajan funktiona. Nurjahduskestävyyden kuvaaja on laskettu käyttäen nurjahduspituutena $0,7L$. Ristikon reunimmaisille diagonaaleille saatiin hieman alapaarretta pienempi kriittinen aika, mutta diagonaalin puristuksen kuvaaja ei saavuta nurjahduskestävyyttä. Käytettävällä nurjahduspituudella on kuitenkin merkittävä vaikutus nurjahduskestävyyden kuvaajaan. Diagonaalien nurjahtamista ei kuitenkaan ole havaittavissa myöskään Safir-mallissa.



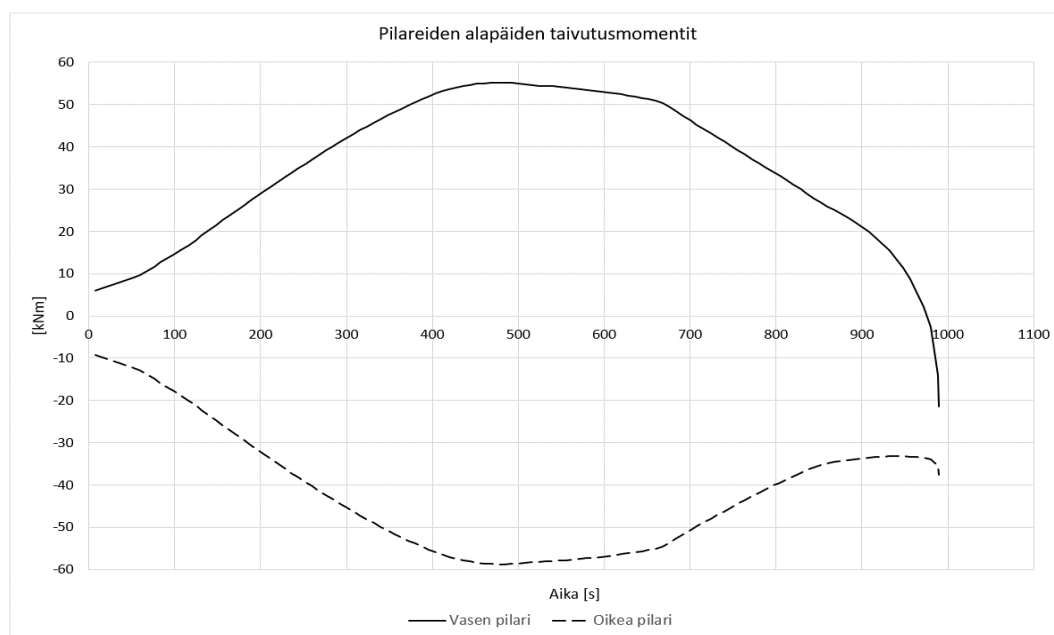
Kuva 22. Diagonaalien normaalivoiman kehittyminen ja nurjahduskestävyys standardipalossa.

Kuvassa 23 on esitetty pilareiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ajanhetkillä $t=988$ sekuntia ja $t=989$ sekuntia sekä pilareiden alapäiden rasitukset kyseisinä ajanhetkinä. Kuvasta 24 voidaan havaita, ettei pilareita rasittavien normaalivoimien ja taivutusmomenttien yhteisvaikutukset saavuta yhteisvaikutuskuvaajaa.

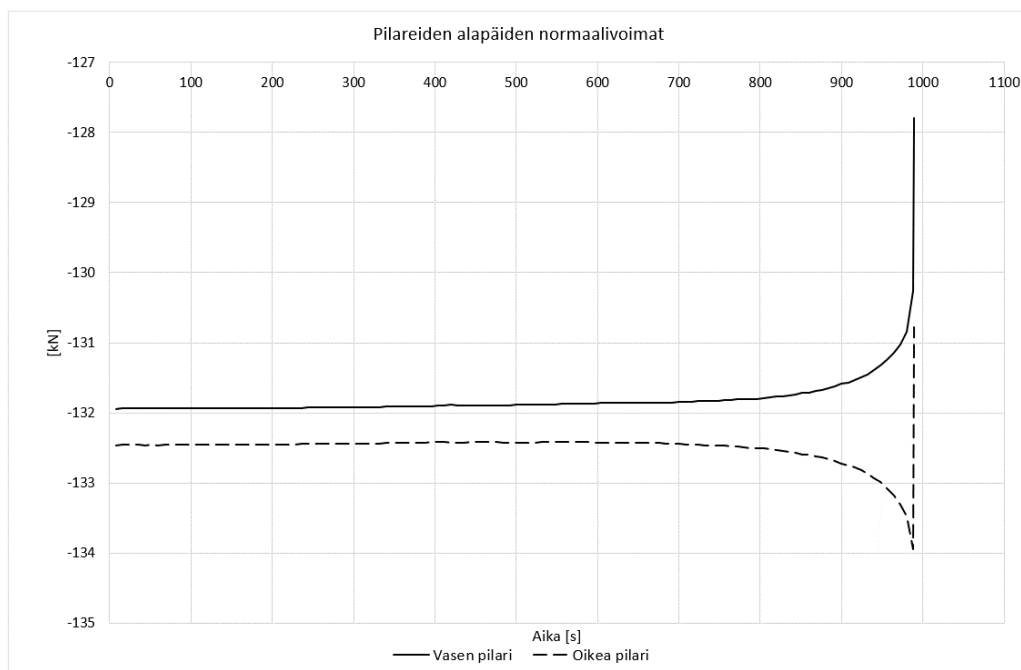


Kuva 23. Pilarin normaalivoimien ja taivutusmomenttien yhteisvaikutuskuvaajat standardipalossa, kun $t=988$ sekuntia ja $t=989$ sekuntia.

Rakenteen paloaltistuksen aikana pilareiden taivutusmomentit kuitenkin kasvavat huomattavasti verrattuna normaalilämpötilan taivutusmomenteihin. Tämä voidaan havaita kuvassa 24 esitetyistä pilareiden taivutusmomenttien kuvaajista. Pilareiden normaalivoimaan lämpötilanmuutoksella ei ole merkittävää vaikutusta, kuten kuvassa 25 esitetyistä pilareiden normaalivoiman kuvaajista voidaan havaita. Normaalivoimassa tapahtuu merkittävämpi muutos vasta palon loppuvaiheessa kehän siirtymien seurauksena.

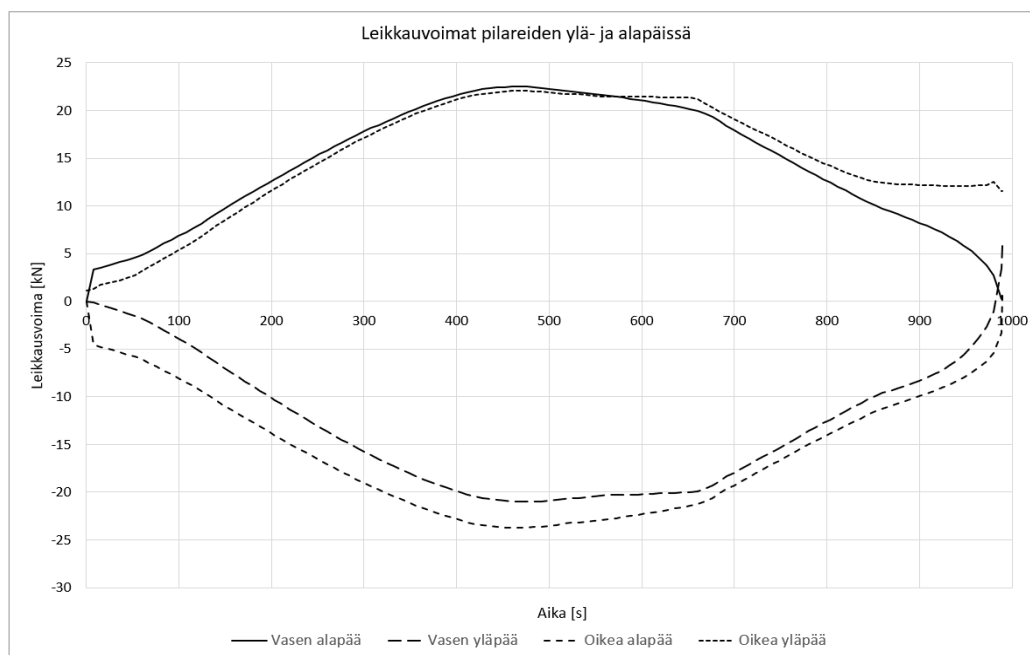


Kuva 24. Pilareiden alapäiden taivutusmomenttien kuvaajat ajan funktiona.



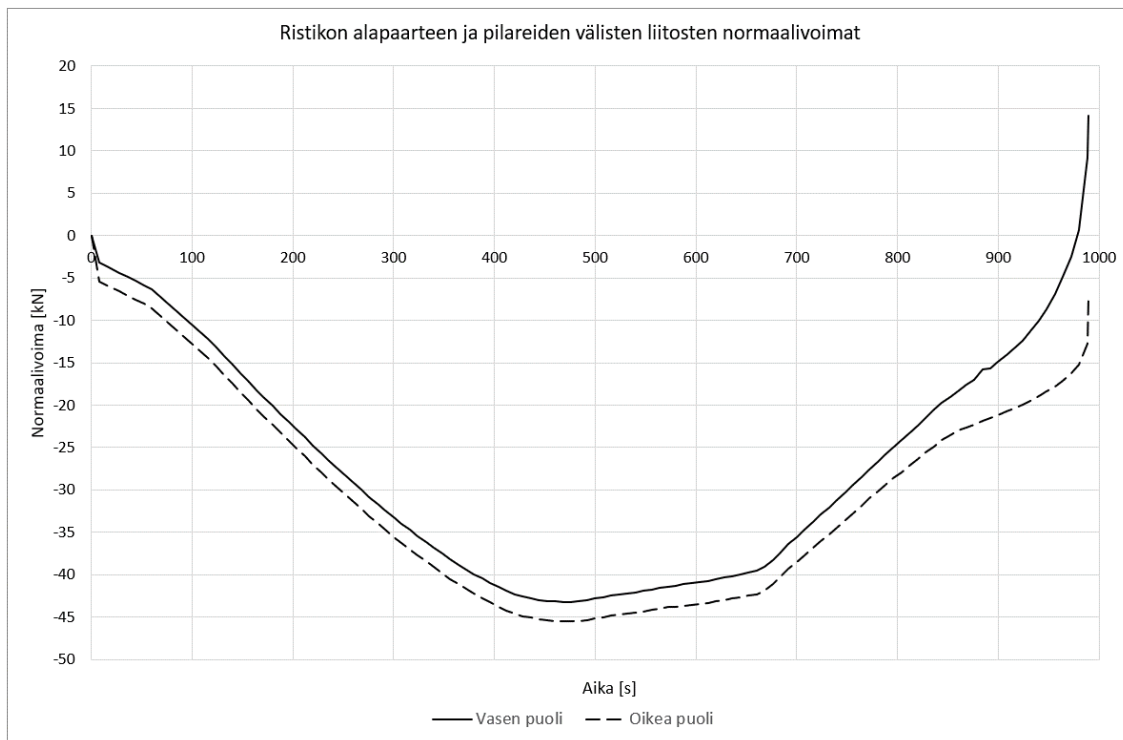
Kuva 25. Pilareiden alapäiden normaalivoiman kuvaaja ajan funktiona.

Kuvassa 26 on esitetty leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimat kasvavat paloaltistuksen aikana moninkertaisiksi verrattuna normaalilämpötilaan, mutta tästä huolimatta pysyvät hyvin maltillisina koko palon ajan. Nämä leikkausvoimat kuvaavat myös pilarin ja ristikon yläpaarteen sekä pilarin alapään liitoksissa vaikuttavia leikkausvoimia.



Kuva 26. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä ajan funktiona.

Kuvassa 27 on esitetty kuvaajat ristikon alapaarten ja pilareiden liitoksissa vaikuttavista normaalivoimista ajan funktiona. Kuvaajista voidaan havaita puristuksen kasvavan liitoksessa ristikon lämpölaajenemisen seurauksena. Normaalivoimien kuvaajat poikkeavat toisistaan lisävaakavoiman vuoksi.



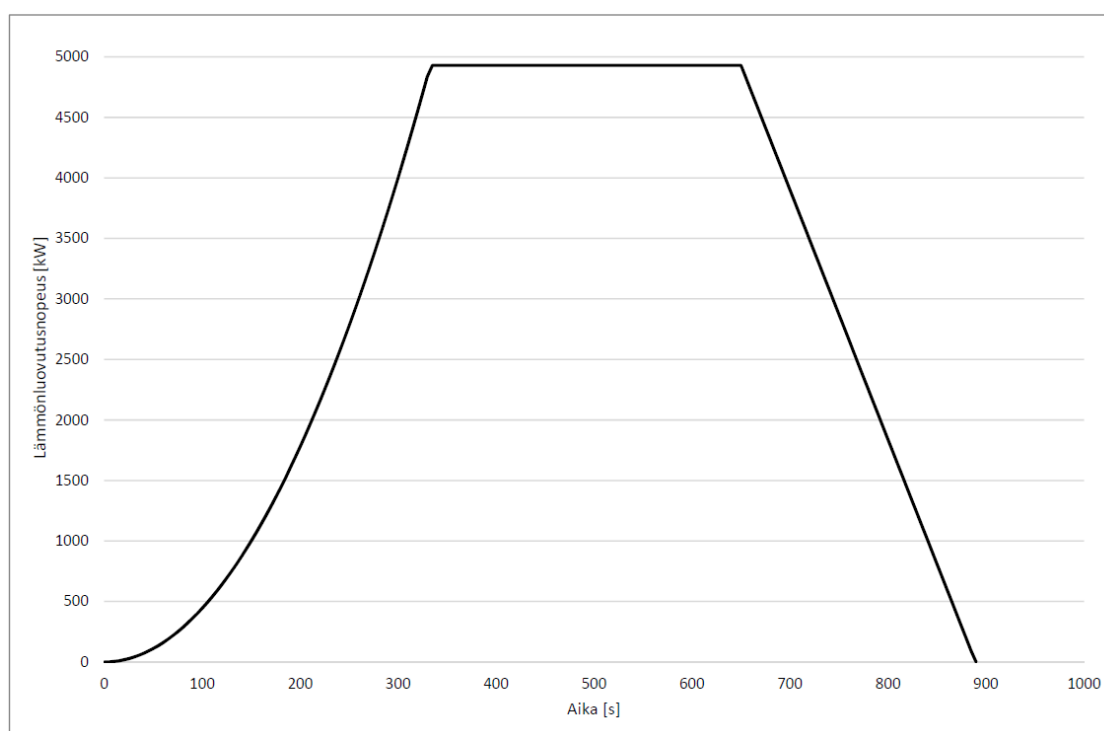
Kuva 27. Ristikon alapaarten ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona standardipalossa.

6.3 Toiminnallinen palomitoitus

Tässä tarkastelussa keskitytään rakenteen mekaaniseen käyttäytymiseen ja mitoituspalon määrittämistä koskeva menettely jätetään vähemmälle huomiolle. Laskelmassa käytettävää mitoituspaloa valittaessa onkin tehty oletus, että lieskahtamisen todennäköisyys on tilan suuren koon ja pienen palokuorman vuoksi niin pieni, että mitoituspalona voidaan käyttää paikallista paloa. Todellisessa tapauksessa tulee kuitenkin osoittaa laskelmin, ettei tilan lieskahtamista mitoituspalon tapauksessa tapahdu. Tässä tarkastelussa käytetään standardipalomitoituksesta saatuja profiileja ja myös tässä kappaleessa esitetyt tulokset ovat kuormitustapauksesta, joka sisältää omien painojen lisäksi lumikuorman ja lisävaakavoiman.

Palokuormana käytettiin kuormalavakasaa, jonka palokuorma on 2250 MJ/m^2 ja lämmönluovutusnopeuden kuvaajana käytettiin VTT:n julkaisussa [6] esitettyä kuvaajaa sillä ero-

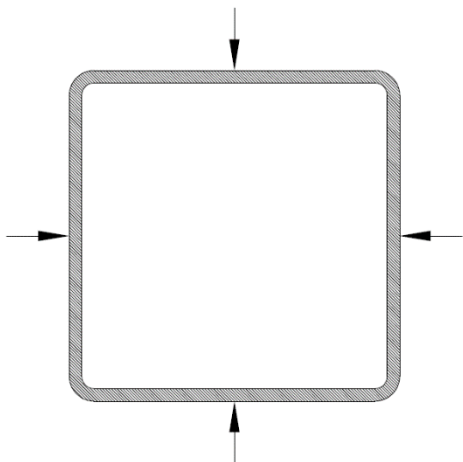
tuksella, että hiipumisvaiheen kuvaamiseen käytettiin eurokoodissa [2] esitettyä lineaarista tapaa eikä julkaisussa käytettyä eksponentiaalista hiipumista. Kyseisen palon kehittymisvaihe kestää 333 sekuntia, jonka jälkeen saavutetaan stationaarisen palon vaihe ja maksimipaloteho $Q_{\max} = 4930$ kW. Hiipumisvaihe alkaa 650 sekunnin kohdalla ja palo kestää 890 sekuntia. Käytetty lämmönluovutusnopeuden kuvaaja on esitetty kuvassa 28.



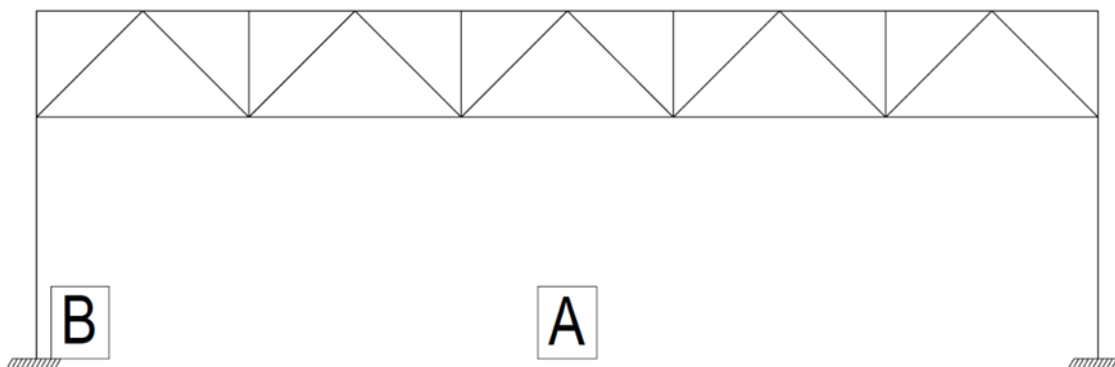
Kuva 28. Lämmönluovutusnopeuden kuvaaja ajan funktiona.

Palosimulointi suoritettiin FDS-ohjelmalla, josta rakenneosiin kohdistuvia lämpörasituk-
sia mitattiin sijoittamalla mittausanturit rakenneosien jokaiselle sivulle. Mittausanturien
sijoitus on esitetty kuvassa 29 nuolilla. Rakenneosien pituussuunnassa mittauspisteet
sijoitettiin palon lähellä tiheämmin ja harventuen palosta poispäin mentäessä. Palosimu-
loinnista mitattiin adiabaattisia pintalämpötiloja, jotka syötettiin lähtötietoina Safir-ohjel-
maan [50, 51], jolla laskettiin poikkileikkausten lämpötilajakaumat ja niiden kehittyminen
ajan funktiona. Nämä poikkileikkausten lämpötilajakaumat syötettiin edelleen lähtötie-
tona Safirilla [50, 51] tehtyyn rakennemalliin, jolla rakenteen toimintaa ja käyttäytymistä
palotilanteessa analysoitiin. Rakenteen toimintaa ja käyttäytymistä tutkittiin paikallisen
palon mallilla sijoittamalla palo kahteen paikkaan. Kuvassa 30 on esitetty paikallisen pa-
lon sijainnit. Ensimmäisessä tapauksessa palo sijoitettiin jänteen keskelle (A ku-
vassa 30), jolloin saadaan ristikon paarteiden suurimmat lämpötilat kohdassa, jossa
paarteiden käyttöaste on suurin. Toisessa tapauksessa palo sijoitettiin pilarin viereen (B

kuvassa 30), jolloin saadaan vastaavasti pilarille sekä pilarin ja ristikon liitoalueille suurimmat lämpötilat.



Kuva 29. Putkiprofiilin poikkileikkaus ja lämpötilan mittausturien sijoitus.

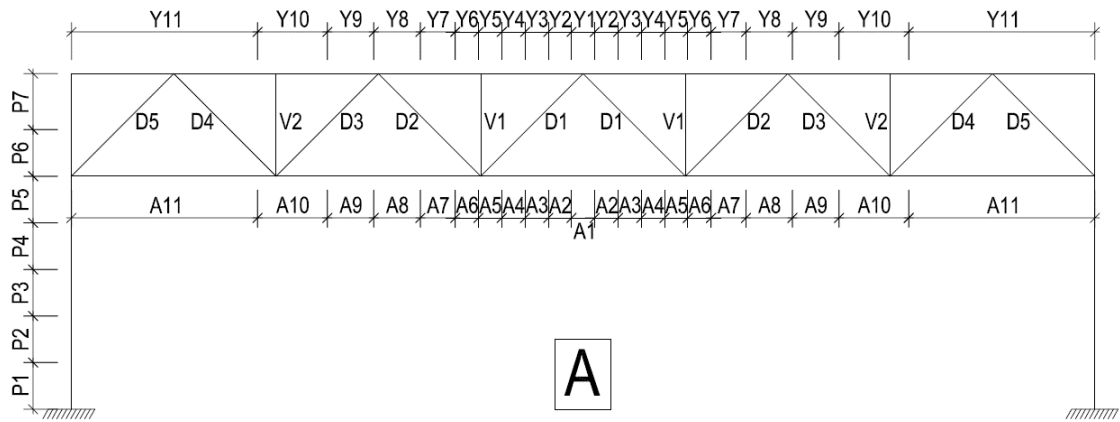


Kuva 30. Paikallisten palojen sijainnit.

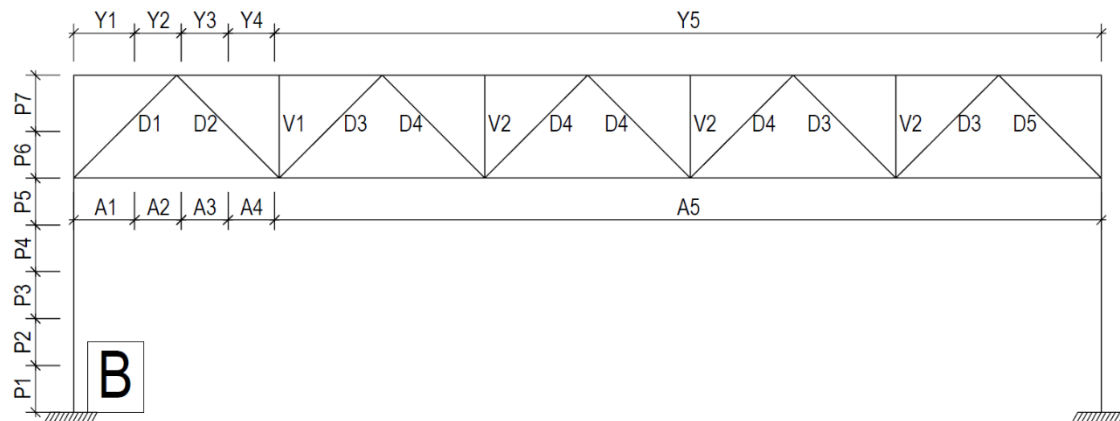
Pilareiden ulkoseinän puoleiselle sivulle ja ristikon yläpaarteen vesikaton puoleiselle sivulle oletettiin poikkileikkauksen lämpötilajakaumaa laskettaessa adiabaattinen reunaehto, jolloin profiileista ei siirry lämpöä muihin liittyviin rakenteisiin. Tätä oletusta voidaan pitää profiilien lämpötilan kannalta konservatiivisena oletuksena. Kuljettumisen lämmönsiirtokertoimena käytettiin EN 1991-1-2 [2] mukaista arvoa $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ ja profiilin pinnan emissiivisyytenä EN 1993-1-2 [8] mukaista arvoa 0,7 hiiliteräksille.

Safir ei ota huomioon laskennassa rakenneosien pituussuuntaista lämmönjohtumista. Tämän vuoksi rakennemallien sauvat jaettiin osiin todennukaisemman lämpötilajakauman saavuttamiseksi. Jokaiselle osalle laskettiin poikkileikkauksen lämpötilajakauma ja lämpötilan kehittyminen sijaintiaan vastaavalla lämpötilarasituksella, jotka sitten syötettiin edelleen rakennemalliin. Alla olevassa kuvassa 31 on esitetty rakennemal-

lissa käytetty sauvojen osiin jaottelu lämpötilatiedon syöttämisen perusteella, kun paikallinen palo on sijoitettuna keskelle ja kuvassa 32, kun paikallinen palo on sijoitettu pilarin viereen.

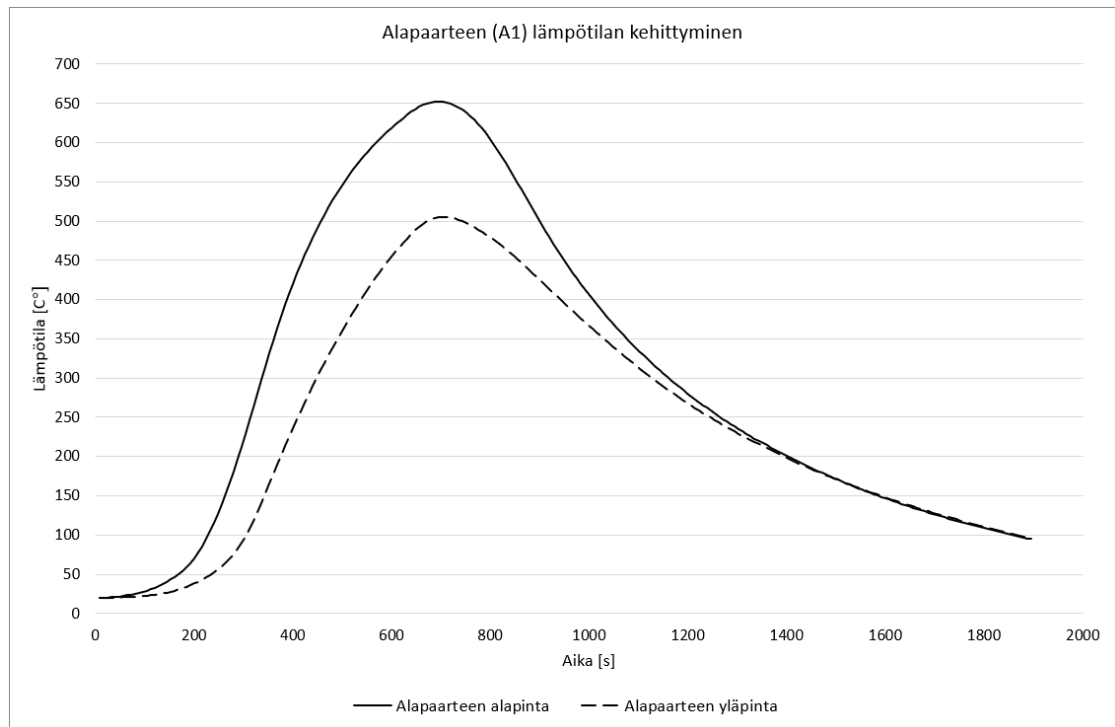


Kuva 31. Kehän jako osiin profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettuna keskelle.

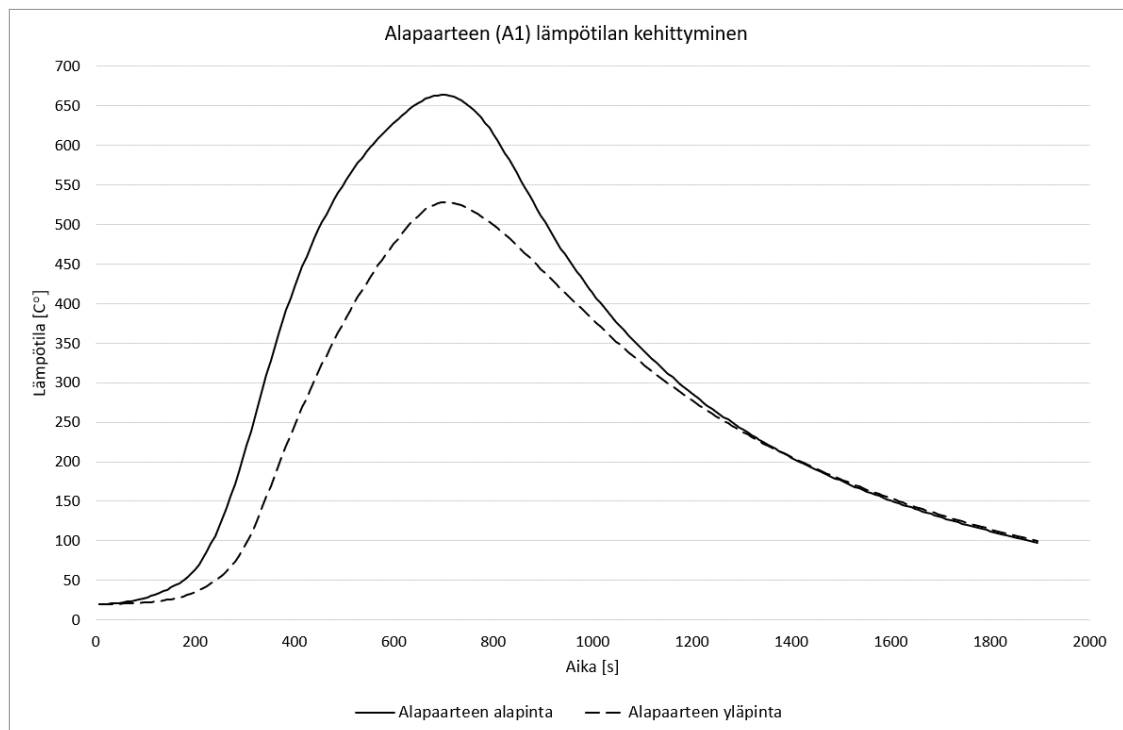


Kuva 32. Kehän jako osiin profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen.

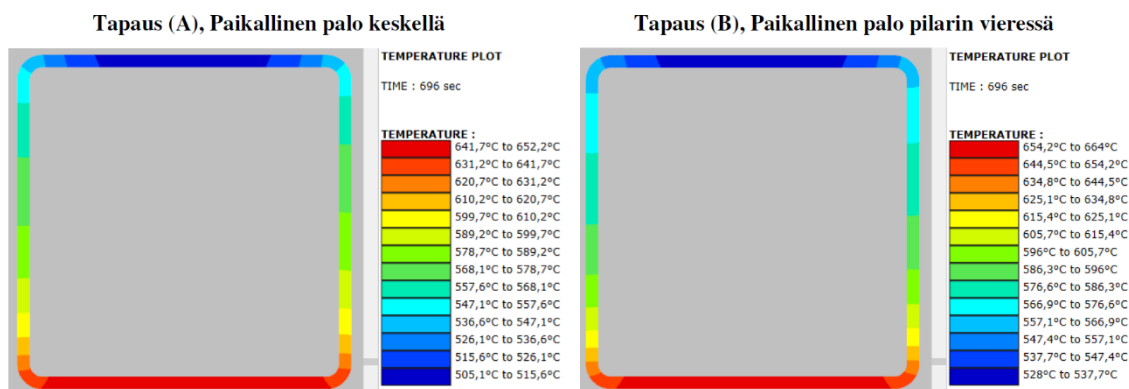
Kuvissa 33 ja 34 on esitettyä alapaarteiden lämpötilojen kehittymisten kuvaajat molemmista paikallisen palon tapauksista palon yläpuolelta. Kuvaajissa on esitetty poikkileikkauksen ala- ja yläpinnan lämpötilan kehittyminen. Kuvaajista voidaan havaita, että poikkileikkauksiin syntyy merkittävästi epätasainen lämpötilajakauma, profiilin ala- ja yläpintojen välisen lämpötilaeron ollessa suurimmillaan lähes 150 °C:ta. Kehän muiden profiilien lämpötilojen kehittyminen on esitetty liitteissä C ja D. Lisäksi kuvassa 35 on esitetty alapaarteen (A1) profiilien sisäiset lämpötilajakaumat yhdellä ajanhetkellä.



Kuva 33. Alapaarteen (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettuna keskelle.



Kuva 34. Alapaarteen (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen.



Kuva 35. Alapaarteen (A1) poikkileikkausten lämpötilajakaumat ajanhetkellä $t=696$ sekuntia.

Taulukoissa 5 ja 6 on esitetty profiilien saavuttamat maksimilämpötilat palon aikana. Kyseiset lämpötilat edustavat profiilien kuumimman pisteen saavuttamaa lämpötilaa, eikä koko profiilin lämpötila vastaa tätä lämpötilaa. Profiilien lämpötilajakauma on epätasainen, kuten yllä olevasta kuvasta 35 voidaan havaita. Taulukoista voidaan havaita, että lämpötilat eroavat merkittävästi toisistaan koko kehän alueella.

Taulukko 5. Profiilien maksimilämpötilat, kun palo keskellä.

Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]
A1	652	A10	89	Y8	111	D4	92
A2	348	A11	83	Y9	105	D5	92
A3	256	Y1	281	Y10	105	P1	35
A4	199	Y2	203	Y11	96	P2	38
A5	175	Y3	177	V1	179	P3	41
A6	153	Y4	155	V2	119	P4	44
A7	131	Y5	142	D1	213	P5	61
A8	100	Y6	126	D2	126	P6	77
A9	93	Y7	124	D3	104	P7	88

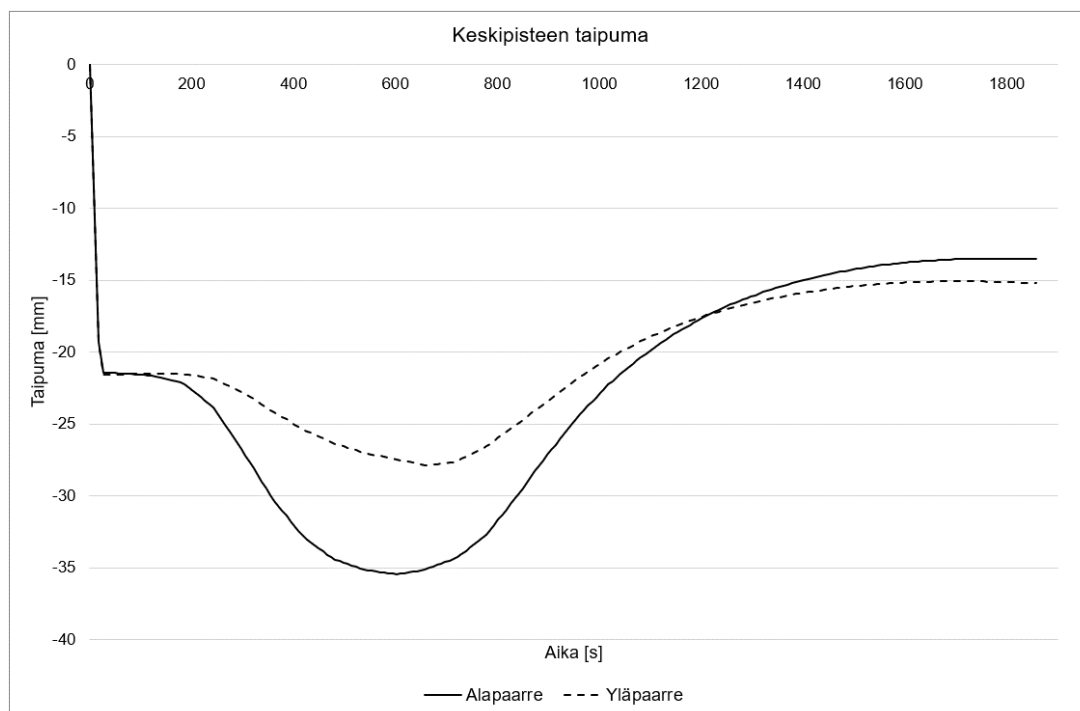
Taulukko 6. Profiilien maksimilämpötilat, kun palo pilarin vieressä.

Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]
A1	664	Y3	144	D3	118	P5	367
A2	274	Y4	134	D4	126	P6	198
A3	181	Y5	113	D5	110	P7	258
A4	139	V1	153	P1	385	P8	74

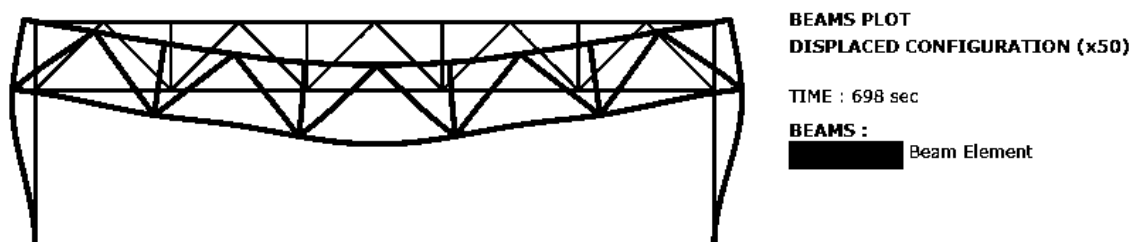
A5	90	V2	121	P2	600	P9	40
Y1	300	D1	353	P3	557		
Y2	210	D2	139	P4	440		

Paikallisten palojen rakenneanalyysissä kuormitukset tuodaan kehälle 20:n ensimmäisen sekunnin aikana lineaarisesti kuormaa kasvattaen. Tämän jälkeen kuormitus saavuttaa mitoitusarvonsa ja kuormitus pidetään vakiona laskennan loppuun asti. Tämä kuorman kasvattaminen laskennan alussa tehdään mallin konvergoinnin vuoksi. Tästä kuorman kasvattamisesta johtuu myös taipuma-/siirtymäkuvaajien alussa tapahtuvat nopeat taipumien/siirtymien kehittymiset sekä vastaavasti voimasuureiden kuvaajien alussa tapahtuvat nopeat voimien kehittymiset. Kyseiseen kuormituksen nostamiseen ohjeistetaan myös Safirin ohjeessa [51]. Kuorman lisääminen aiheuttaa rakenteeseen kiihtyvyyksiä ja yhdessä lämpötilaerojen sekä epätasaisten lämpötilajakaumien aiheuttamien häiriöiden kanssa tasapainon löytäminen vaikeutuu. Kuorman lisääminen lineaarisesti pienentää kiihtyvyyksiä ja näin ollen helpottaa tasapainon löytämistä.

Kuvassa 36 on esitetty ristikon taipuma ala- ja yläpaarteesta mitattuna, kun palo on sijoitettuna kehän keskelle. Kuvaajista voidaan havaita, että ala- ja yläpaarten kuvaajat poikkeavat merkittävästi toisistaan. Tämä johtuu siitä, että ristikon taipuman lisäksi alapaarre lähtee taipumaan alaspäin epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta ja ristikon jäähtyessä alapaarteeseen muodostuu taipuma ylöspäin. Lisäksi kuvassa 37 on esitetty kehän siirtymätila ajanhetkeltä $t=698$ sekuntia.

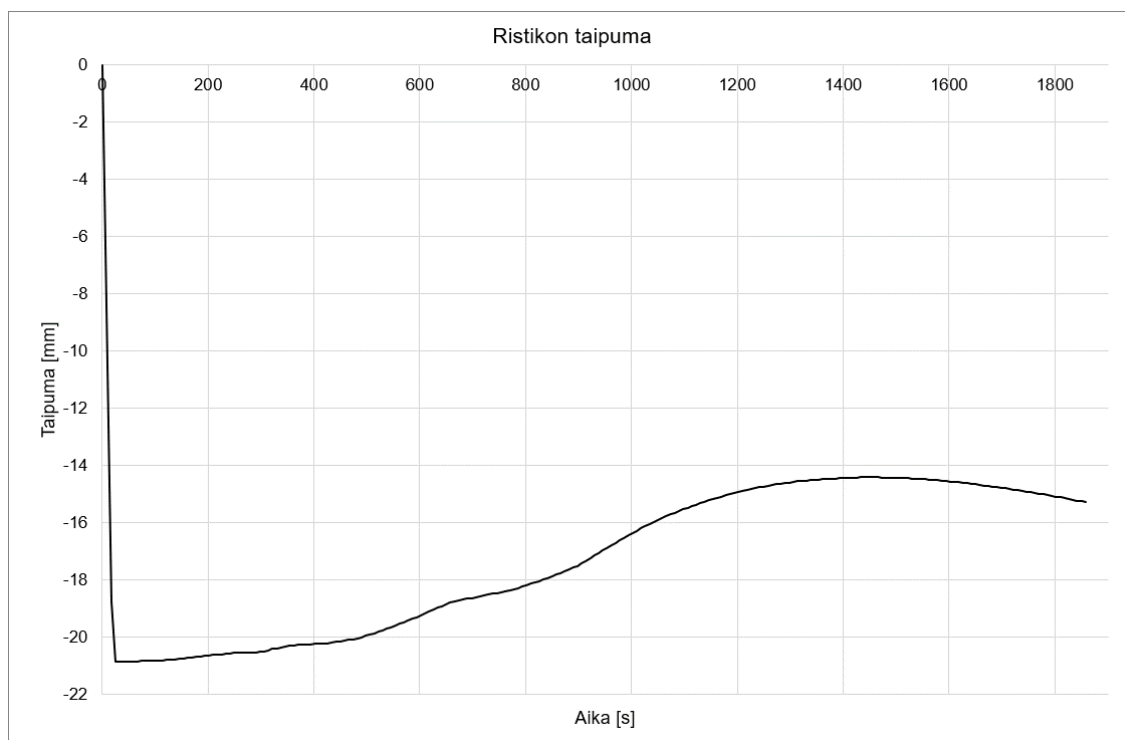


Kuva 36. Ristikon taipuma, kun palo keskellä.

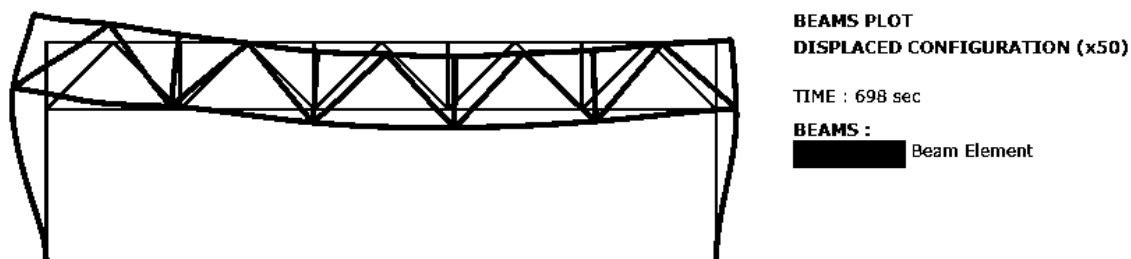


Kuva 37. Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia 50-kertaiseksi skaalattuna, kun palo on keskellä.

Kuvassa 38 on esitetty vastaavasti ristikon taipuman kuvaaja, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen. Kyseisessä kuvaajassa on otettu huomioon pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus laskemalla taipuma pilareiden yläpäiden ja ristikon keskipisteen absoluuttisten siirtymien avulla. Kuvasta voidaan havaita taipuman pienentyvän rakenteen lämpötilan noustessa. Tämä taipuman pienentyminen aiheutuu ristikon lämpölaajenemisen seurauksena ristikon päihin syntyvästä taivutusmomentista. Lisäksi kuvassa 39 on esitetty kehän siirtymätila ajanhetkeltä $t=698$ sekuntia.



Kuva 38. Ristikon taipuma, kun palo pilarin vieressä.



Kuva 39. Kehän siirtymä tila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia skaalattuna 50-kertaiseksi, kun palo on pilarin vieressä.

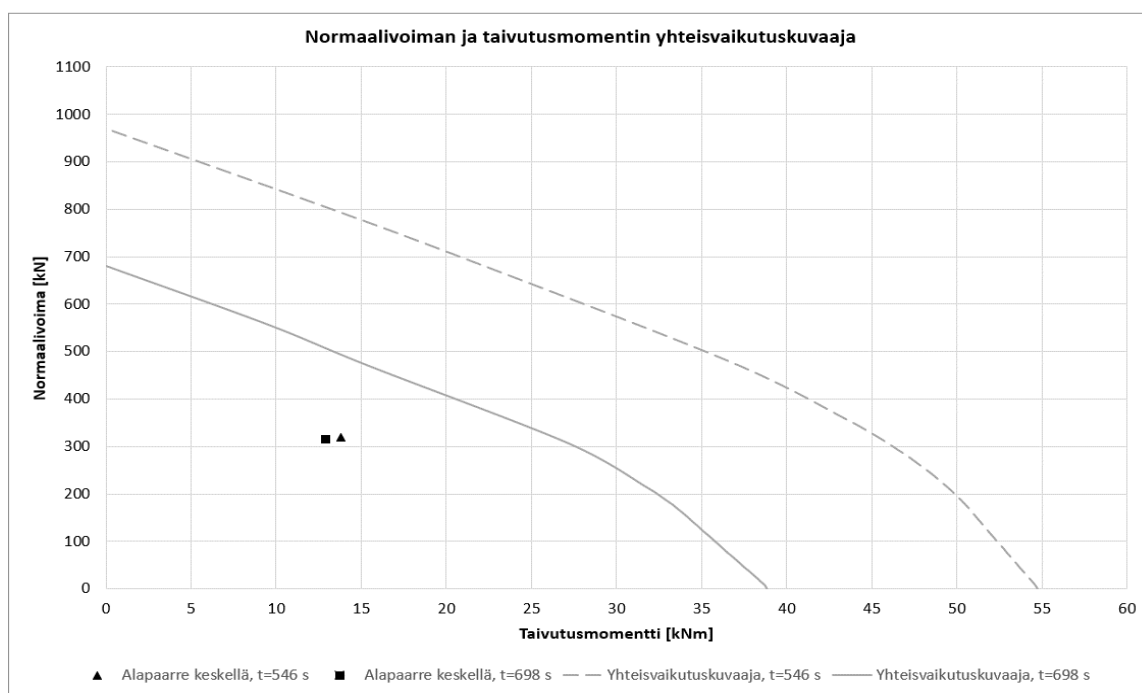
Taulukossa 7 on esitettyä eri rakenneosien maksiminormaalivoimat ja -taivutusmomentit sekä samalta ajanhetkeltä myös muut voimasuureet kyseisestä kohdasta, kun palon on sijoitettu kehän keskelle. Pilarin yläpään voimasuureet ovat ristikon alapaarten ja pilarin liitoksen kohdalta.

Taulukko 7. Rakenneosien voimasuureita, kun palo keskellä.

Rakenneosa	Max/min N [kN]	Vastaava M [kNm]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapaarre keskellä	320,45	12,483	-0,22	410
Pilarin alapää, vasen	-161,59	2,82	-1,14	26
Pilarin alapää, oikea	-132,46	8,68	4,30	26
Pilarin yläpää, vasen	129,96	-23,00	6,90	442
Pilarin yläpää, oikea	130,48	-30,25	9,49	538

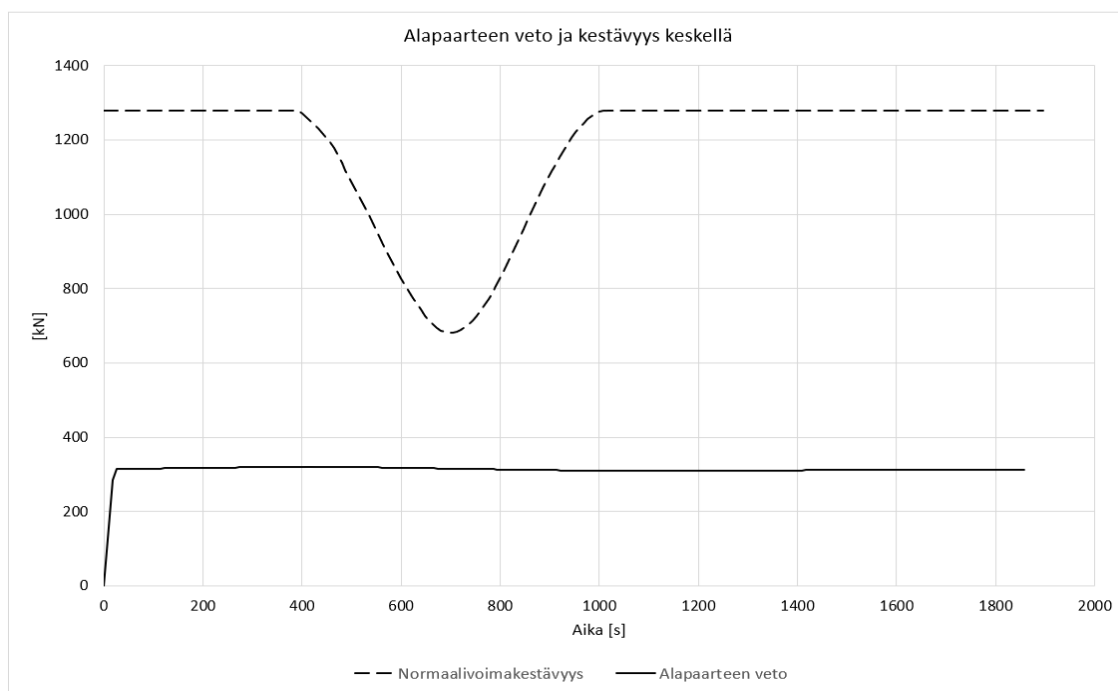
Rakenneosa	Max/min M [kNm]	Vastaava N [kN]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapaaire keskellä	13,83	319,07	-0,13	546
Pilarin alapää, vasen	6,01	-160,72	-2,9	722
Pilarin alapää, oikea	21,01	-132,45	11,13	722
Pilarin yläpää, vasen	-31,496	-129,96	9,69	722
Pilarin yläpää, oikea	-34,476	-130,47	10,94	722

Kuvassa 40 on esitettyä alapaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ristikon keskeltä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=546$ sekuntia. Ajanhetki $t=698$ sekuntia edustaa hetkeä, jolloin rakenteen lämpötila on korkeimmillaan ja siten kestävyys pienimmillään. Ajanhetki $t=546$ sekuntia taas hetkeä, jolloin taivutusmomentti on suurimmillaan.



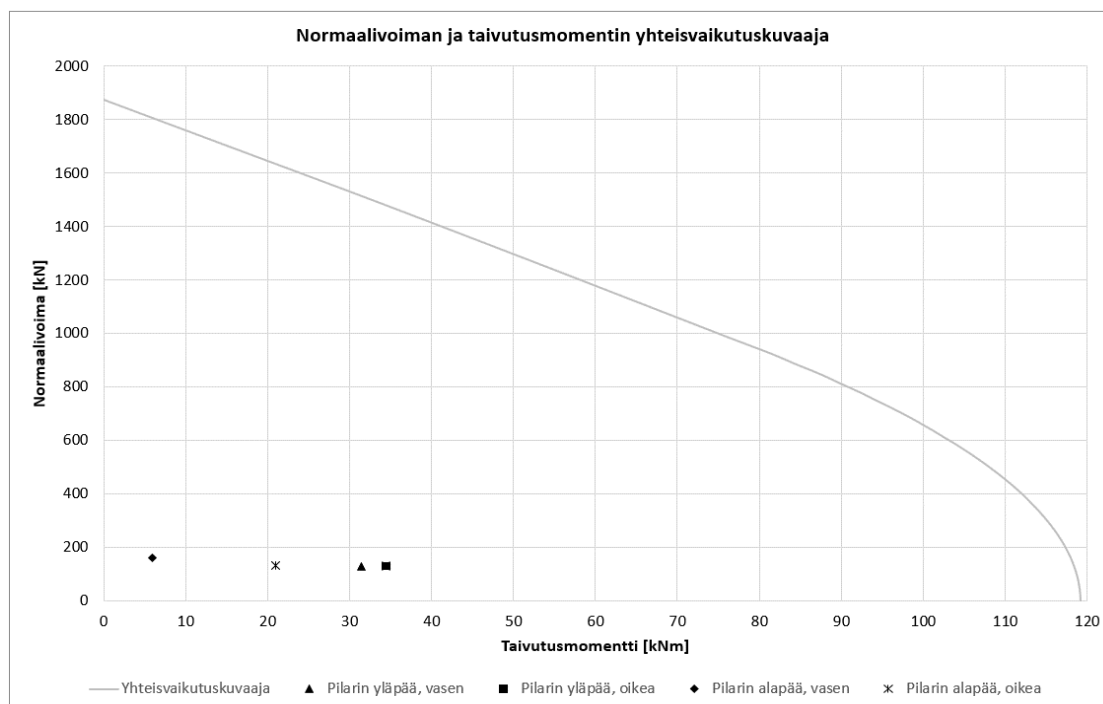
Kuva 40. Alapaarteen yhteisvaikutuskuvaajat keskeltä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=546$ sekuntia sekä palo on sijoitettu keskelle.

Alapaarteen normaalivoimassa ei tapahdu merkittävää muutosta laskennan aikana, arvon ollessa 315 ± 5 kN. Alapaarteen normaalivoimakuvaja on esitettyä kuvassa 41. Kuvassa 41 on esitetty myös alapaarteen normaalivoimakestävyys ajan funktiona, josta voidaan havaita alapaarteen normaalivoimakestävyyden pienentyminen lämpötilan noustessa sekä palautuminen palon jäähtyessä. Kyseinen kestävyys on laskettu ottaen huomioon epätasaisen lämpötilajakauman aiheuttamat vaikutukset.



Kuva 41. Alapaarteen normaalivoimakkestävyys ja veto keskellä, kun palo keskellä.

Kuvassa 42 on esitetty pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja sekä rasitukset pilareiden alapäästä ja yläpäästä ristikon alapaarteen ja pilarin liitoksen tasolta, kun palo on sijoitettuna keskelle. Pilarin lämpötila pysyy koko palon ajan niin alhaisena, ettei lämmön nousulla ole vaikutusta kuvaajaan. Kyseiset rasitukset on esitetty ajanhetkellä $t=722$ sekuntia, jolloin pilarin sekä yläpään että alapään taivutusmomentit ovat suurimmillaan. Kuvasta voidaan havaita, että pilarin ja ristikon alapaarteen liitoksen kohdalle muodostuu pilarin alapäätä suurempi taivutusmomentti ristikon lämpölaajenemisen ja taipuman seurauksena.



Kuva 42. Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo keskellä ja $t=722$ sekuntia.

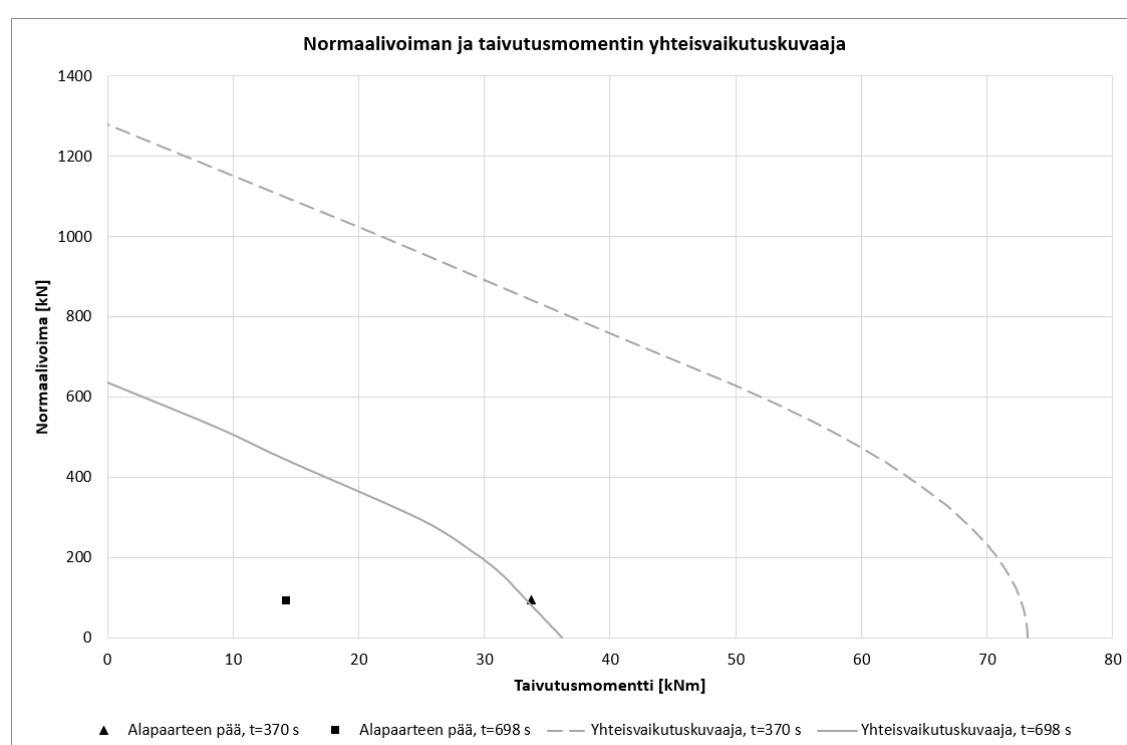
Taulukossa 8 on esitetty eri rakenneosien maksiminormaalivoimat ja -taivutusmomentit, sekä samalta ajanhetkeltä myös muut voimasuureet kyseisestä kohdasta, kun palon on sijoitettuna pilarin viereen. Pilarin yläpään voimasuureet ovat ristikon alapääteiden ja pilarin liitoksen kohdalta. Pilarin vasemman puolen arvot edustavat arvoja palon puoleisesta pilarista.

Taulukko 8. Rakenneosien voimasuureita, kun palo pilarin vieressä.

Rakenneosa	Max/min N [kN]	Vastaava M [kNm]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapäärre pilarin vieressä	127,56	-7,25	1,67	1858
Pilarin alapää, vasen	-135,25	-51,67	5,55	434
Pilarin alapää, oikea	-134,31	-6,79	-2,98	1842
Pilarin yläpää, vasen	-133,28	-80,53	5,23	434
Pilarin yläpää, oikea	-132,32	-8,16	-2,89	1842
Pilarin keskellä, vasen	-134,05	-69,60	6,98	482
Rakenneosa	Max/min M [kNm]	Vastaava N [kN]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapäärre pilarin vieressä	33,69	94,57	-8,96	370
Pilarin alapää, vasen	61,99	-130,07	4,28	1858
Pilarin alapää, oikea	-13,34	-129,60	-7,41	722

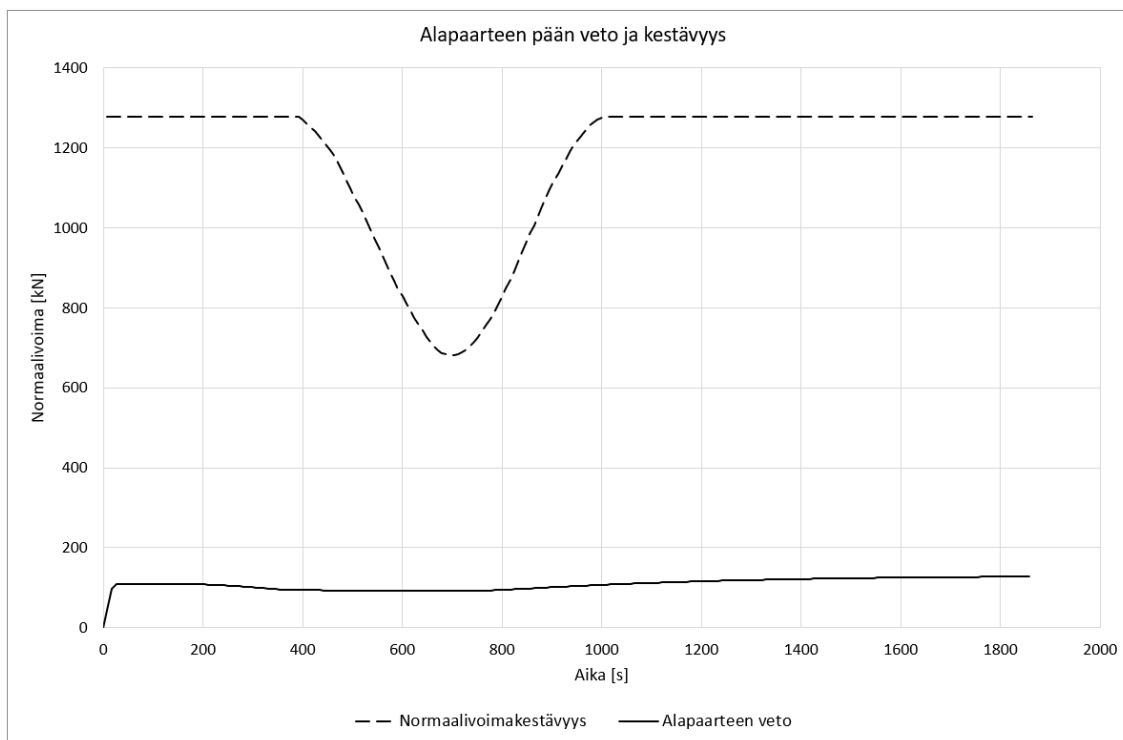
Pilarin yläpää, vasen	-83,59	-133,17	6,81	570
Pilarin yläpää, oikea	23,76	-127,62	-7,33	722
Pilarin keskellä, vasen	-69,60	-134,05	6,98	482

Kuvassa 43 on esitettyä alapaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ristikon päästä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=370$ sekuntia sekä palo on sijoitettu pilarin viereen. Ajanhetki $t=698$ sekuntia edustaa hetkeä, jolloin rakenteen lämpötila on korkeimmillaan ja siten kestävyys pienimmillään. Ajanhetki $t=370$ sekuntia taas hetkeä, jolloin taivutusmomentti on suurimmillaan.



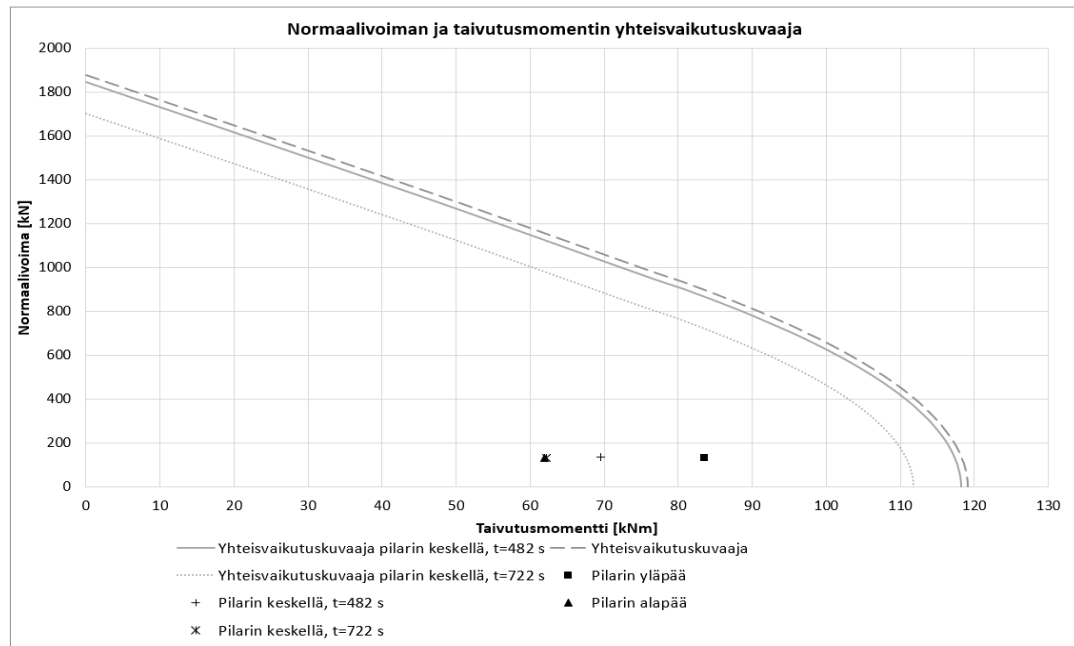
Kuva 43. Alapaarteen yhteisvaikutuskuvaajat ristikon päässä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=370$ sekuntia sekä palo on sijoitettu pilarin viereen.

Alapaarteen normaalivoimakuvaja on esitetty kuvassa 44. Alapaarteen normaalivoima on ristikon päässä huomattavasti pienempi kuin ristikon keskellä. Ristikon keskelle ei kuitenkaan synny yhtä merkittävää taivutusmomenttia kuin ristikon päähän, eikä lämpötila nouse keskellä niin paljon, että sillä olisi vaikutusta myötörajaan. Tämän vuoksi kuvassa 44 esitetty yhteisvaikutuskuvaaja on esitetty kohdasta, jossa alapaarteen lämpötila sekä myös taivutusmomentti on suurimmillaan. Palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen, alapaarteen normaalivoimassa tapahtuu suurempaa vaihtelua kuin palon ollessa keskellä, arvon ollessa alapaarteen päässä 109 ± 18 kN. Kuvassa 44 on esitetty myös alapaarteen normaalivoimakestävyys ajan funktiona.



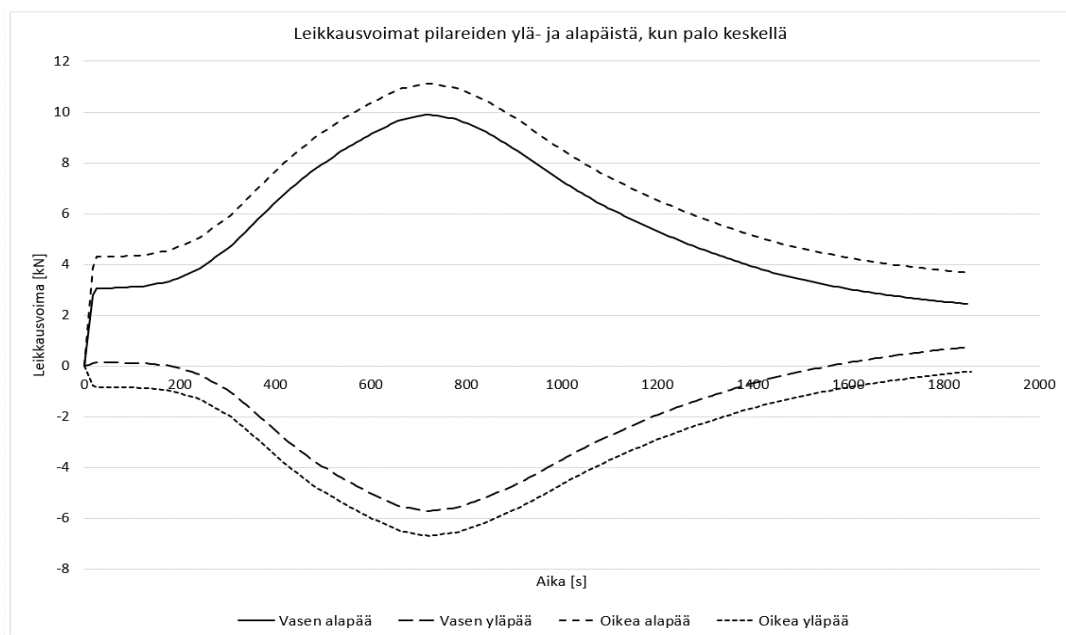
Kuva 44. Alapaarteen normaalivoimakkestävyys ja veto ristikon päässä, kun palo pilarin vieressä.

Kuvassa 45 on esitetty pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajia sekä rasitukset palon puoleisen pilarin alapäästä ja yläpäästä ristikon alapaarteen ja pilarin liitoksen tasolta sekä pilarin keskeltä, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen. Pilarin alapään lämpötila nousee korkeimmillaan $385\text{ }^{\circ}\text{C}$:seen ja yläpään korkeimmillaan $367\text{ }^{\circ}\text{C}$:seen. Näin ollen lämpötilan nousulla ei ole vaikutusta yhteisvaikutuskuvaajaan. Tämä kuvaaja on esitettyä katkoviivalla ja pilarin ala- sekä yläpään rasituksia voidaan verrata tähän kuvaajaan. Pilarin keskeltä on esitettyä yhtenäisellä viivalla yhteisvaikutuskuvaaja ajanhetkellä $t=482$ sekuntia, joka vastaa ajanhetkeä, jolloin taivutusmomentti sekä normaalivoima ovat suurimmillaan. Pisteviivalla on esitettyä yhteisvaikutuskuvaaja ajanhetkellä $t=722$ sekuntia, jolloin pilarin lämpötila on suurimmillaan. Näitä ajanhetkiä vastaavat rasitukset on myös esitetty kuvassa.



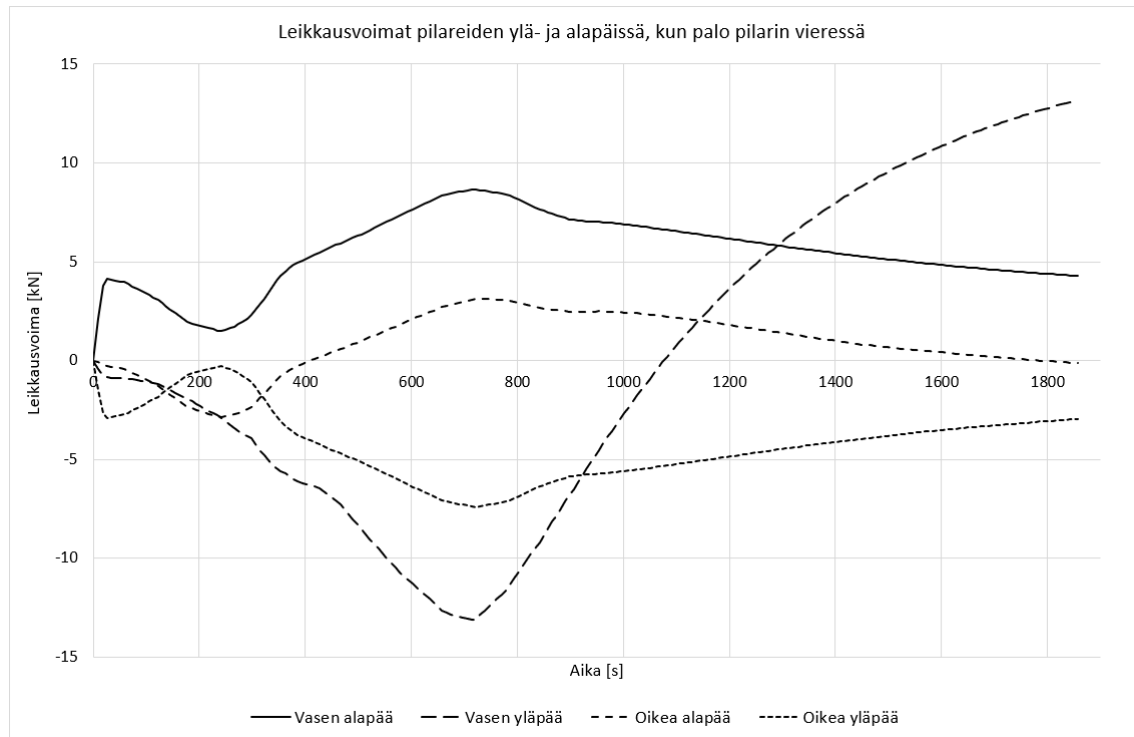
Kuva 45. Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo pilarin vieressä.

Kuvassa 46 on esitetty leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä, kun palo on sijoitettu kehän keskelle. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimat kasvavat myös toiminnallisen palomitoituksen tapauksessa paloaltistuksen aikana moninkertaisiksi verrattuna normaalilämpötilaan, mutta pysyvät tästä huolimatta hyvin maltillisina koko palon ajan.



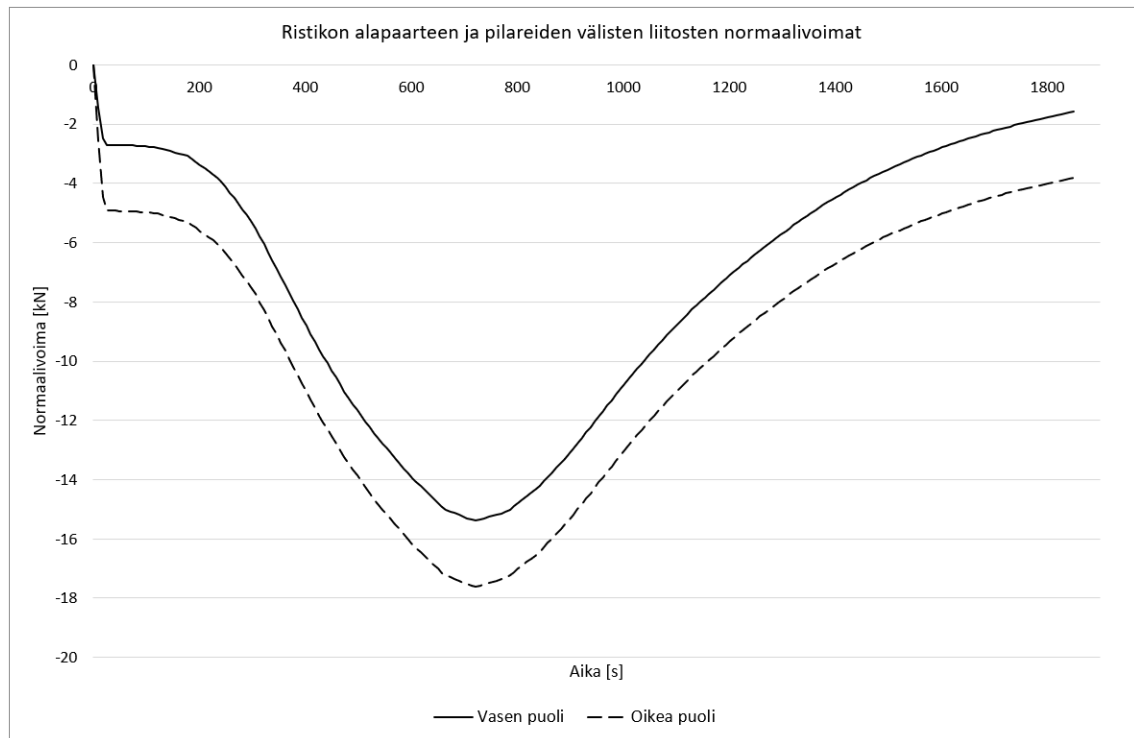
Kuva 46. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo keskellä.

Kuvassa 47 on esitetty leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä, kun palo on sijoitettu pilarin viereen. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimissa tapahtuu suurta vaihtelua palon aikana, mutta leikkausvoimat pysyvät kuitenkin maltillisina myös tässä tapauksessa.

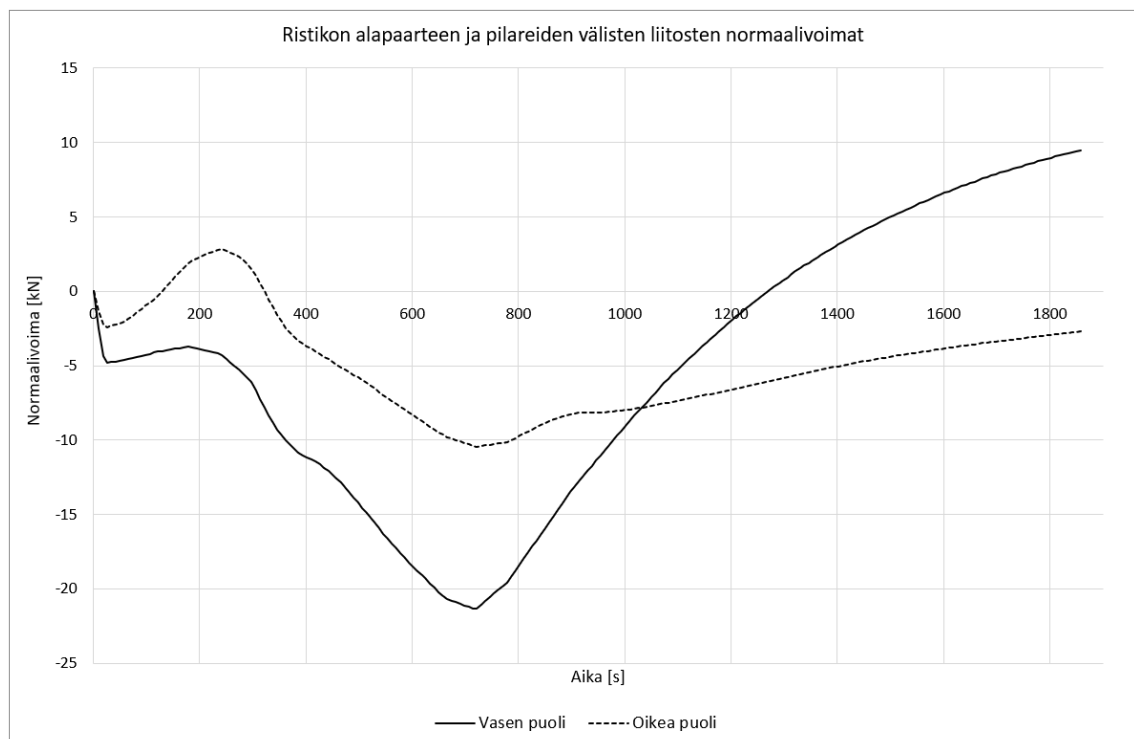


Kuva 47. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo pilarin vieressä.

Kuvassa 48 on esitetty kuvaaja ristikon alapaarten ja pilareiden liitoksissa vaikuttavista normaalivoimista ajan funktiona, kun paikallinen palo on sijoitettu kehän keskelle ja kuvassa 49, kun paikallinen palo on sijoitettu pilarin viereen. Molemmissa tapauksissa kuvaajista voidaan havaita puristuksen kasvavan liitoksessa ristikon lämpölaajenemisen seurauksena. Paikallisen palon ollessa keskellä, kuvaajat kehittyvät lähes samalla tavalla ja poikkeavat toisistaan lähinnä lisävaakavoiman vuoksi. Paikallisen palon ollessa sijoitettu pilarin viereen, kuvaajat poikkeavat toisistaan merkittävästi ja palon yläpuoliseen liitokseen kehitty myös vetovoima rakenteen jäähtymisvaiheessa.



Kuva 48. Ristikon alapaarteen ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona, kun palo keskellä.

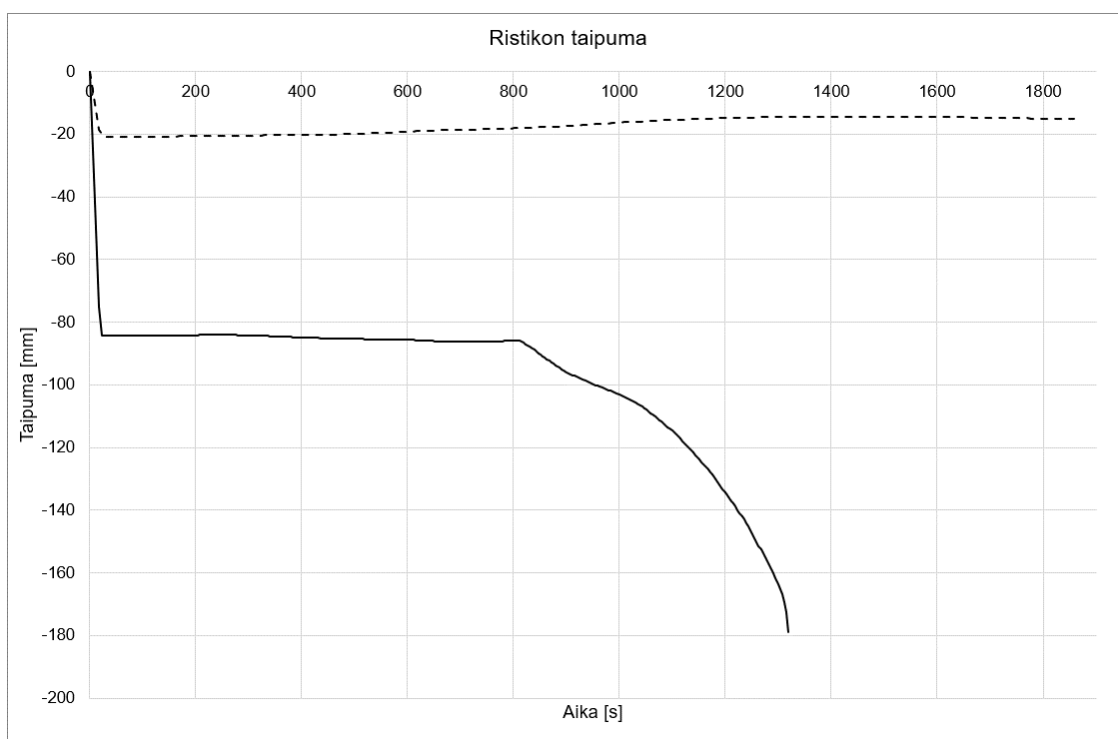


Kuva 49. Ristikon alapaarteen ja pilareiden välisten liitosten normaalivoimat ajan funktiona, kun palo pilarin vieressä.

6.3.1 Jäähtymisvaiheen sortuma

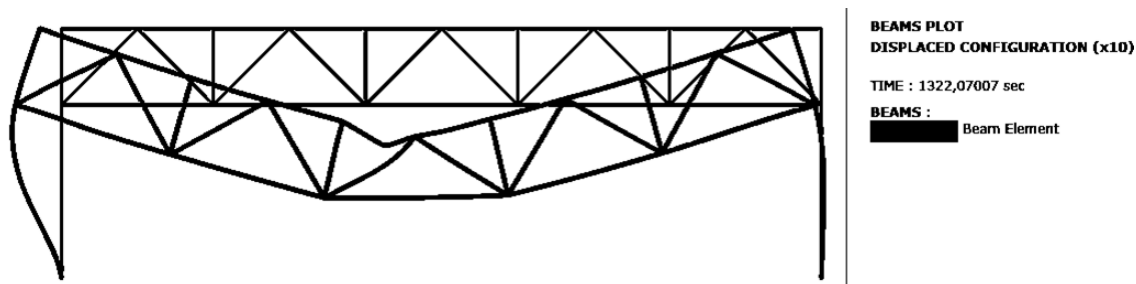
Rakenteen toimintaa tutkittiin myös korottamalla rakenteen kaikkia kuormituksia samalla kertoimella. Rakenteeseen kohdistuva palorasitus ja rakenneosien profiilit, ja siten myös rakenneosien lämpötilat ja niiden kehittyminen olivat täysin samat kuin edellä esitetyissä paikallisen palon mallissa.

Tapauksessa, jossa kuormitustapauksena on omapaino + lumikuorma ja rakenteen kuormitus on kasvatettu 4-kertaiseksi sekä palo on sijoitettu pilarin viereen rakenteen sortuma aiheutuu rakenteen jäähtymisvaiheen aikana. Kuvassa 50 on esitettyä ristikon taipuma kyseisestä tarkastelusta. Taipuma lähtee kasvamaan n. 811 sekunnin kohdalla, jolloin rakenteen jäähtyminen on jo alkanut, ja laskenta loppuu 1322 sekunnin kohdalle. Kuvassa on esitettyä myös vertailuna katkoviivalla taipuman kuvaaja palotilanteen mitoituskuormalla. Kuvaajissa on otettu huomioon pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus.



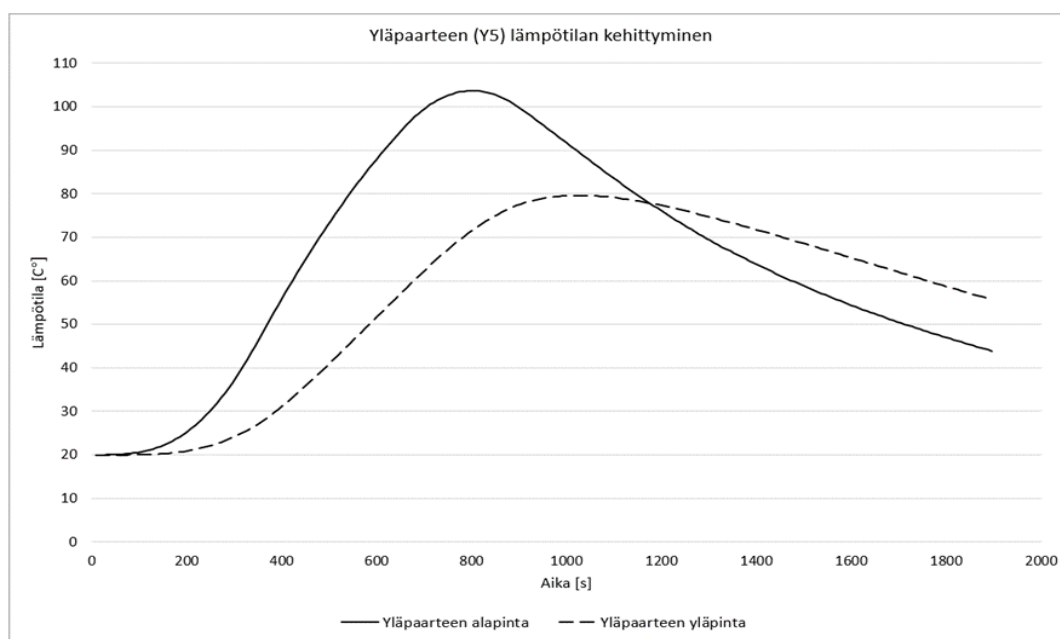
Kuva 50. Ristikon taipuman kuvaaja, kun palo sijoitettu pilarin viereen ja kuorma kasvatettu 4-kertaiseksi.

Kuvassa 51 on esitettyä rakenteen siirtymätila n. 1322 sekunnin kohdalla 10-kertaiseksi skaalattuna. Kuvasta voidaan havaita yläpaarteen nurjahtaminen kehän keskellä rakenteen sortumahetkellä.



Kuva 51. Rakenteen siirtymätila 1322 sekunnin kohdalla.

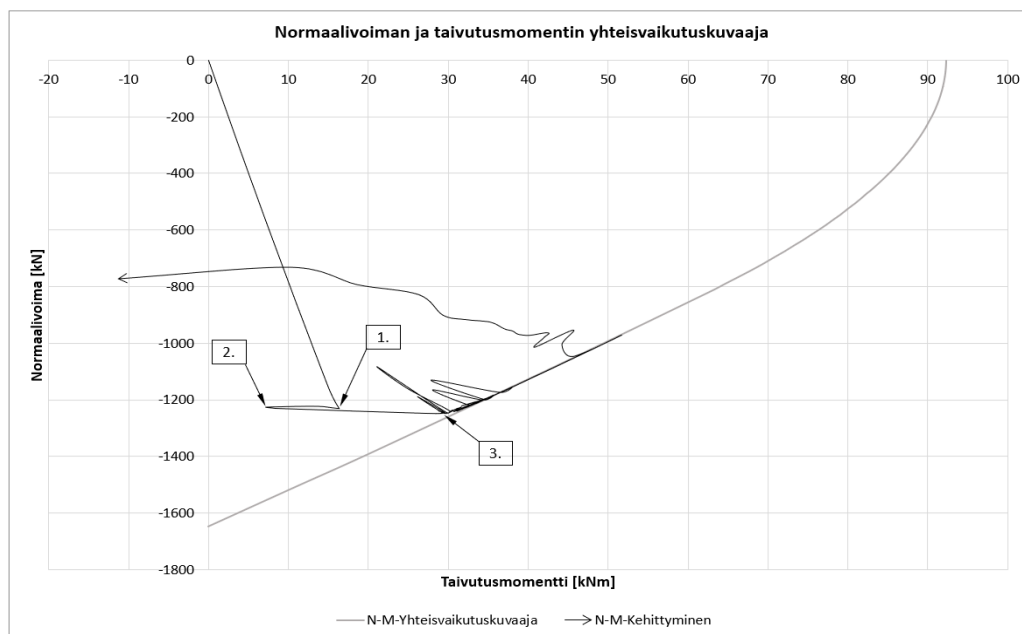
Kuvassa 52 esitetyistä yläpaarteen ala- ja yläpinnan lämpötilojen kehittymisen kuvaajista voidaan havaita lämpötilan pysyvän koko paloajan hyvin matalana teräksen lujuusominaisuuksien kannalta eikä myötörajan pienenemistä tapahdu. Näin ollen kuvassa 53 esitetty yhteisvaikutuskuvaaja pysyykin samana koko laskennan ajan.



Kuva 52. Yläpaarteen lämpötilan kehittyminen kohdassa, jossa nurjahtaminen tapahtuu.

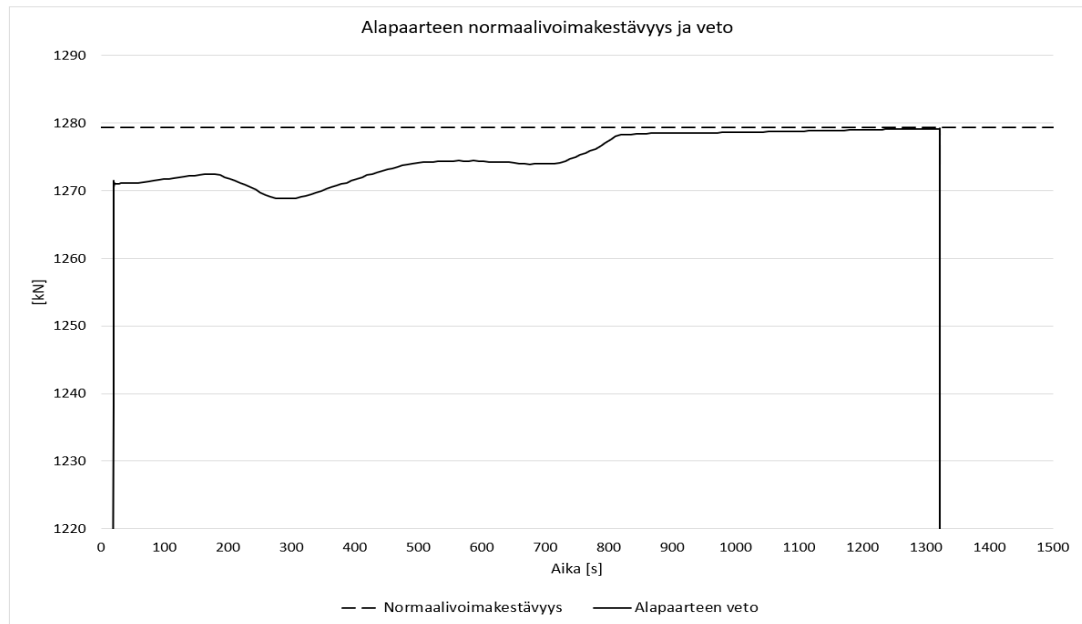
Kuvassa 53 on esitetty yläpaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja kohdasta, jossa tapahtuu yläpaarteen nurjahtaminen. Kuvaajan alussa lineaarinen normaalivoiman ja taivutusmomentin kasvu pisteeseen 1 asti aiheutuu kuorman kasvattamisesta 20 sekunnin aikana. Tämän jälkeen normaalivoima pysyy lähes vakiona, mutta taivutusmomentti pienenee (kuvaajassa välillä 1-2) n. 700 sekuntiin asti rakenneosien lämmitessä. Tämän jälkeen rakenneosien jäähtymisen myötä taivutusmomentti lähtee kasvamaan (kuvaajassa välillä 2-3) n. 1321 sekuntiin asti normaalivoiman kasvaessa vain hieman, jonka jälkeen tuloksissa alkaa esiintymään kuvaajassa (kohdan 3 jäl-

keen) nähtävää ”heilumista” rakenteen sortuman johdosta. Normaalivoiman ja taivutusvoiman kehittyminen seuraa kuitenkin pääosin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajaa. Normaalivoima vaihtelee ennen kuvaajassa esitettyä pistettä 3 välillä $-1223 \dots -1248$ kN ja taivutusmomentti vastaavasti välillä $7 \dots 29$ kNm. Yläpaartein normaalivoiman ja taivutusmomentin kuvaajat on esitetty liitteessä G.



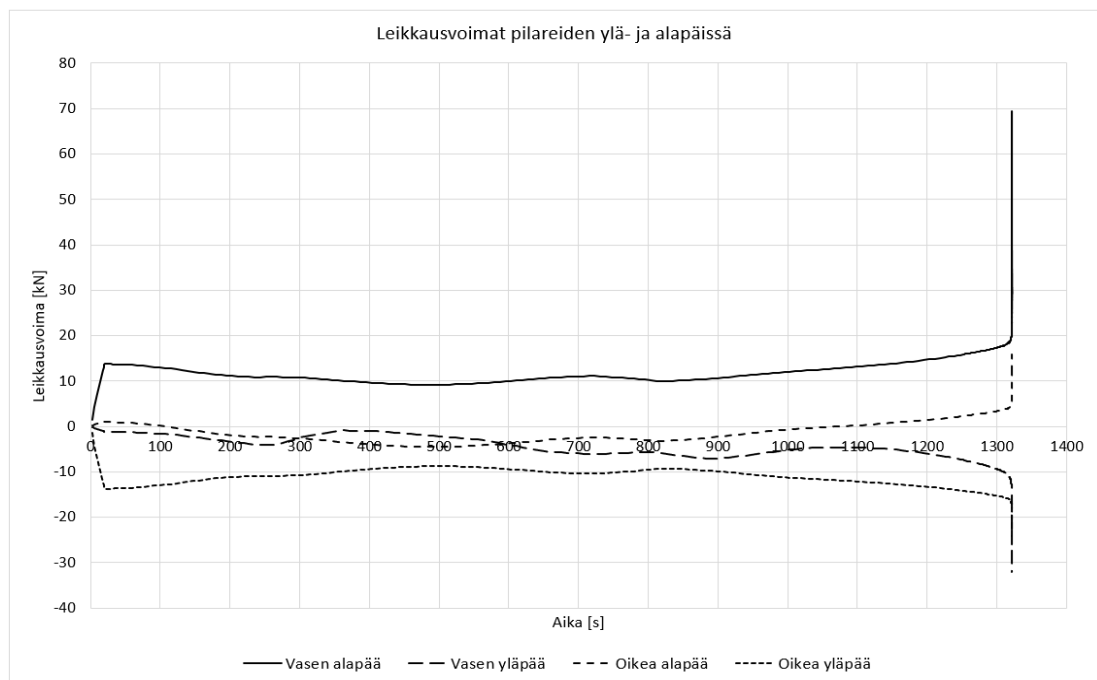
Kuva 53. Yläpaartein normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja sekä normaalivoiman ja taivutusmomentin kehittyminen.

Kuvassa 54 on esitetty alapaartein normaalivoimakuvaja kehän keskeltä ajan funktiona. Alapaartein lämpötila pysyy kehän keskellä koko palotilanteen niin alhaisena, ettei lämpötilalla ole vaikutusta myötörajaan. Näin ollen kuvassa esitetty normaalivoimakestävyyden kuvaaja pysyy koko palon ajan samana. Normaalivoimakuvajasta voidaan havaita pientä vaihtelua laskennan aikana, ja että myös alapaartein veto lähes saavuttaa kestävyysrajan ennen sortumaa.



Kuva 54. Alapaarteen normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona kehän keskellä, kun palo on sijoitettu pilarin viereen ja kuorma on kasvatettu 4-kerlaiseksi.

Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä on esitetty kuvassa 55. Kuvaajista voidaan havaita, ettei leikkausvoimissa tapahdu vastaavanlaista vaihtelua palon aikana kuin palotilanteen mitoituskuormalla. Leikkausvoimat pysyvät kuitenkin maltillisina myös tässä tapauksessa.

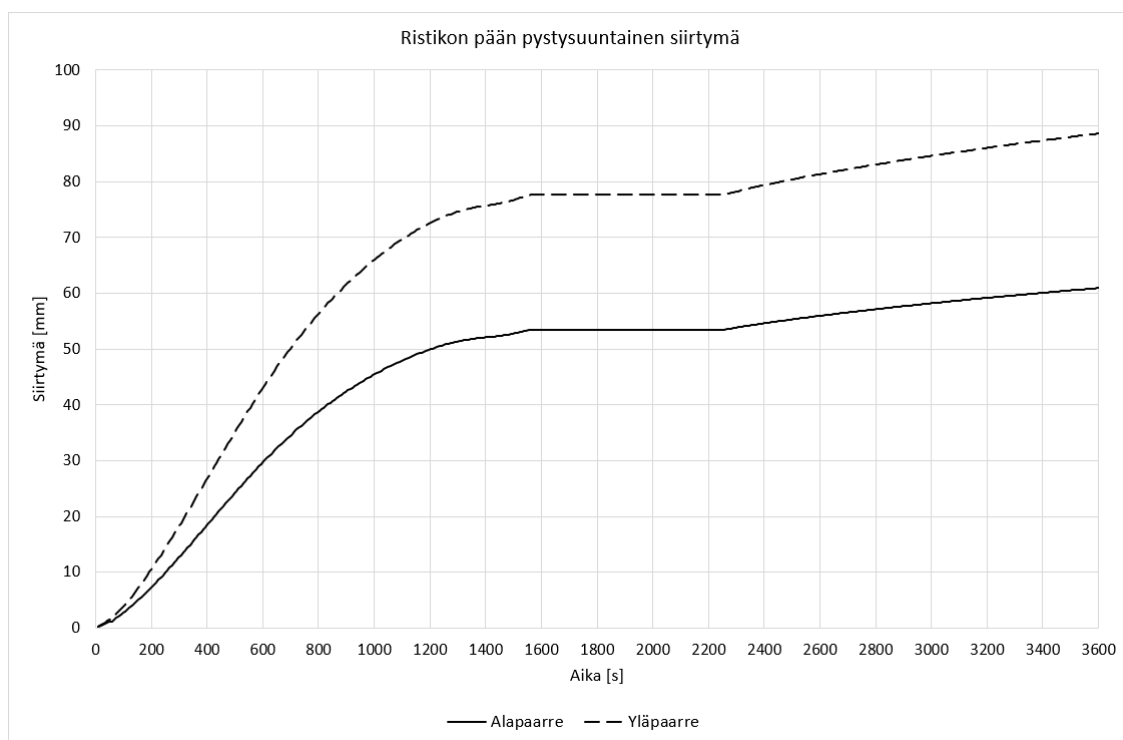


Kuva 55. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä.

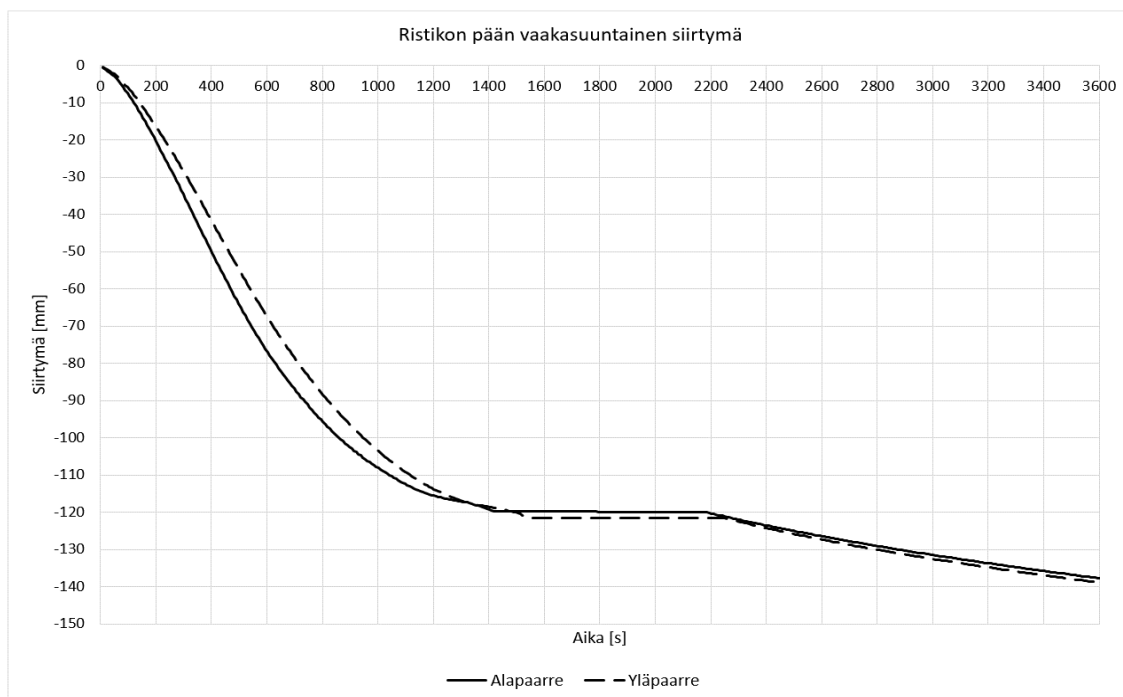
6.4 Lämpötilaeron ja epätasaisen lämpötilajakauman vaikutukset

Aiemmin esitetyistä palotilanteista tehtiin Safirilla myös laskentamallit, joissa rakenteella ei ole ollenkaan kuormitusta. Näin ollen laskentamalleista saadaan tuloksina pelkästään palotilanteessa syntyvien lämpötilaerojen ja epätasaisen lämpötilajakaumien aiheuttamat rasitukset.

Kuvassa 56 on esitetty ristikon paarteiden päiden pystysuuntaisten siirtymien kuvaajat ja kuvassa 57 on esitetty ristikon paarteiden päiden vaakasuuntaisten siirtymien kuvaajat ajan funktiona, kun rakenne on standardipalon alaisena. Koko ristikon lämpöpiteneminen on 2-kertainen kuvaajassa esitettyyn ristikon pään vaakasuuntaiseen siirtymään verrattuna. Kuvaajista voidaan nähdä tasaiset osuudet n. 1400-2250 sekunnin kohdalla, jotka aiheutuvat teräksen lämpöpitenemisen vakioarvosta välillä $750\text{ °C} - 860\text{ °C}$.

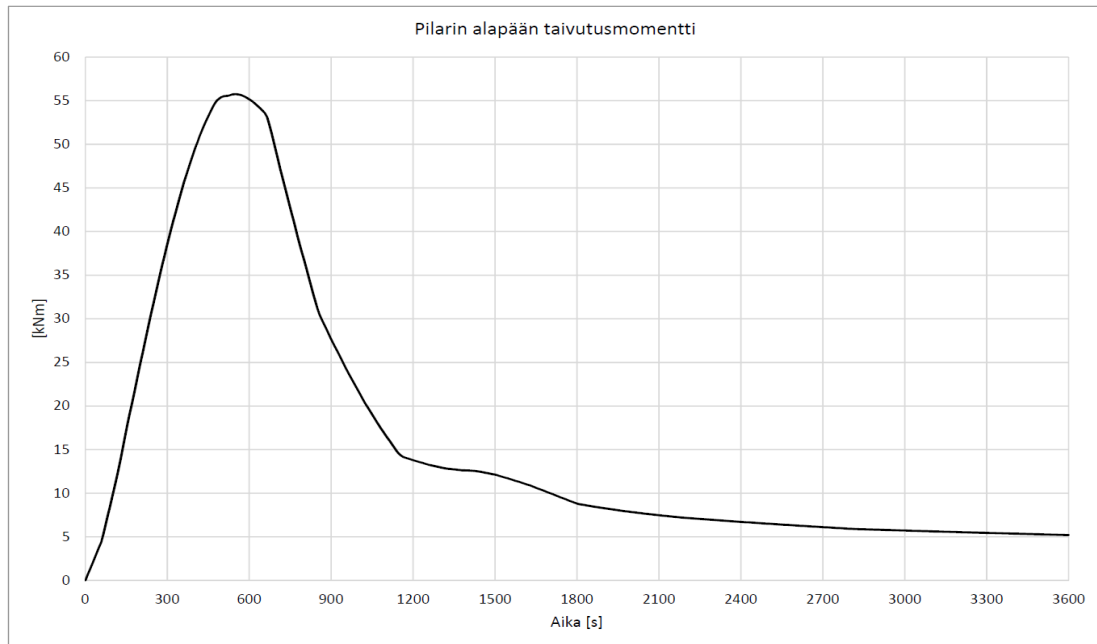


Kuva 56. Ristikon ala- ja yläpaarteiden päiden pystysuuntaiset siirtymät ajan funktiona standardipalossa.



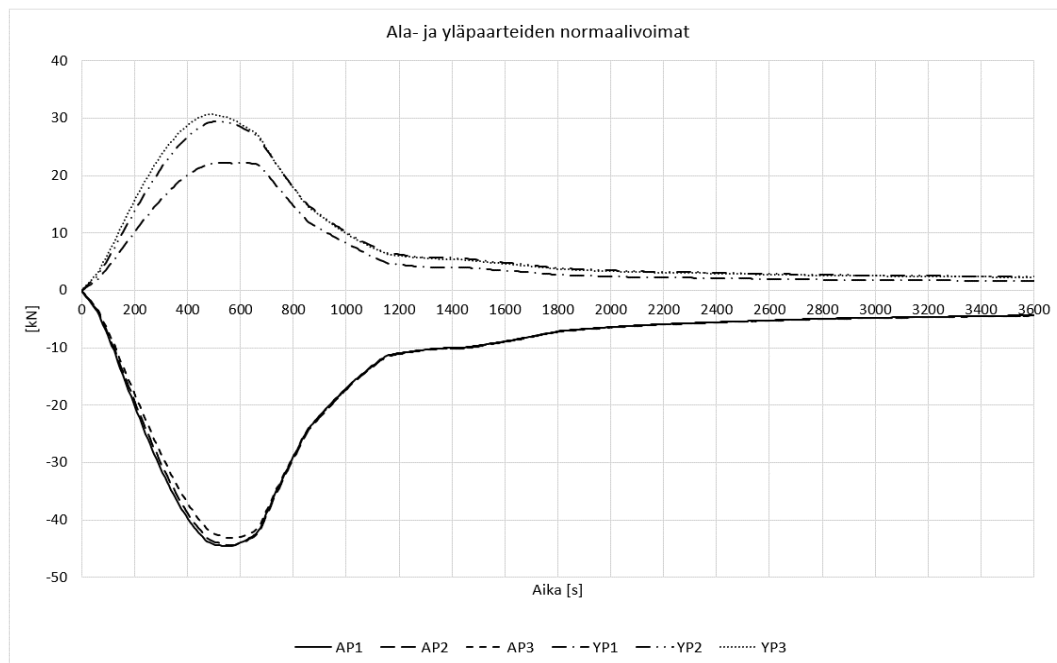
Kuva 57. Ristikön ala- ja yläpaarteiden pään vaakasuuntaiset siirtymät ajan funktiona standardipalossa.

Profiilien erilaisesta lämpenemisestä johtuen myös paarteiden pään siirtymät poikkeavat toisistaan. Tämän vuoksi rakenneseisiin syntyy estetystä lämpölaajenemisesta raskautuksia. Ristikön lämpölaajenemisen seurauksena pilareille aiheutuu merkittävä taivutusmomentin kasvu, kuten kuvassa 58 esitetystä pilareiden taivutusmomenttikuvasta voidaan havaita. Pilareihin syntyvä taivutusmomentti lähtee kuitenkin laskemaan pilarin materiaaliominaisuuksien muuttuessa lämpötilan noustessa. Liitteessä H on esitetty myös pilarin käyttöasteen kehittyminen ajan funktiona.

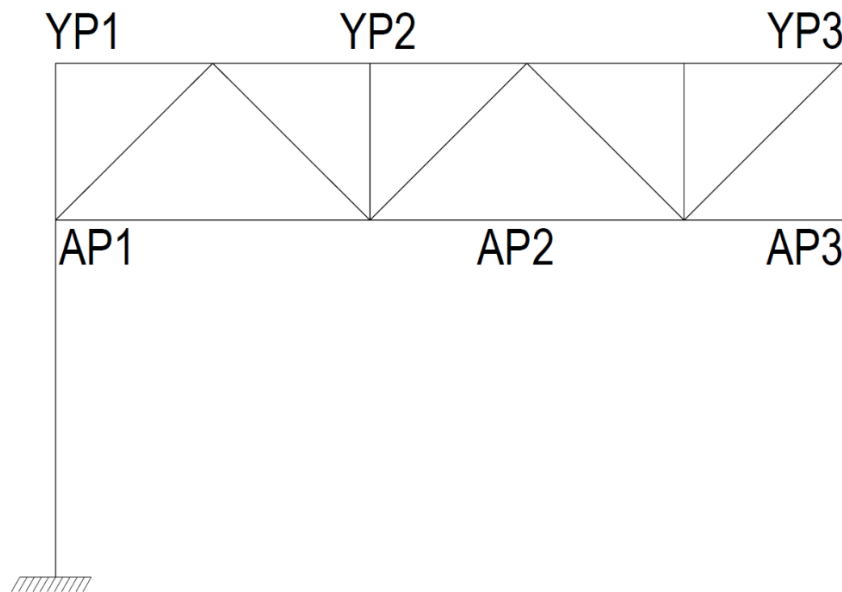


Kuva 58. Pilarin alapään taivutusmomentti ajan funktiona standardipalossa.

Kuvassa 58 on esitetty ristikon ala- ja yläpaarteiden normaalivoimien kehittyminen ajan funktiona standardipalossa eri kohdista paarteita. Kuvassa 60 on esitetty näitä voimasuureita vastaavat sijainnit. Normaalivoimakuvaaajista voidaan havaita normaalivoiman kasvavan paloaltistuksen aikana, mutta lähtevän laskemaan rakenneosien lämmetessä materiaaliominaisuuksien heikentyessä.

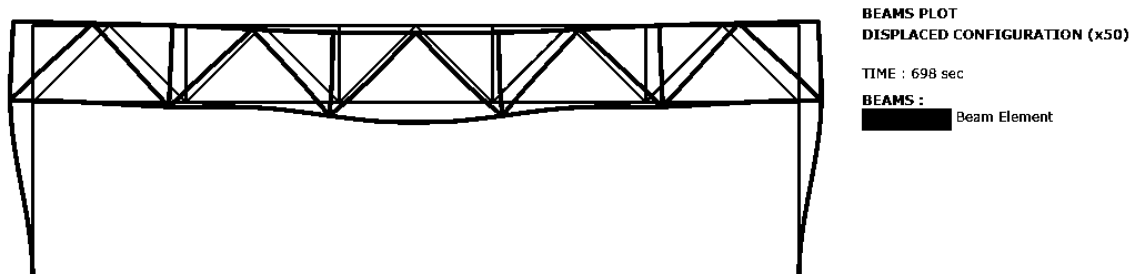


Kuva 59. Ala- ja yläpaarteiden normaalivoimat standardipalossa.

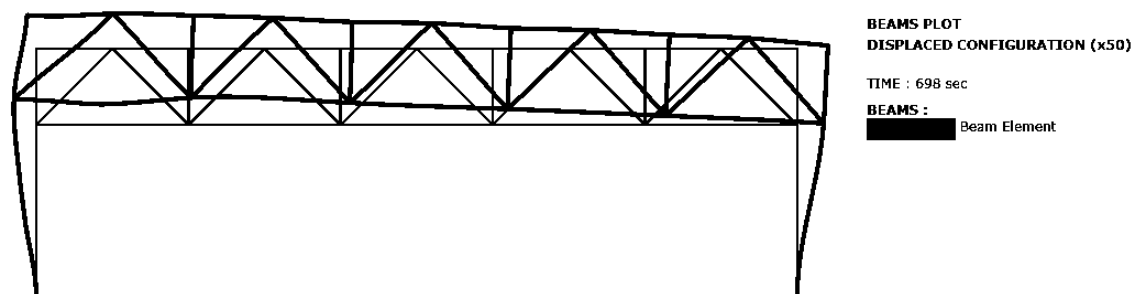


Kuva 60. Kehän tarkastelupisteiden numerointi kuvassa 58 esitetyistä voimasuureiden sijainneista.

Kuvissa 61 ja 62 on esitettyä kehän siirtymätilat paikallisten palojen tapauksissa 50-kertaiseksi skaalattuna ajanhetkellä $t=698$ sekuntia. Kuvista voidaan havaita poikkileikkausten epätasaisten lämpötilajakaumien aiheuttamia rakenneosien kaareutumisia sekä lämpölaajenemisen aiheuttamia muodonmuutoksia.

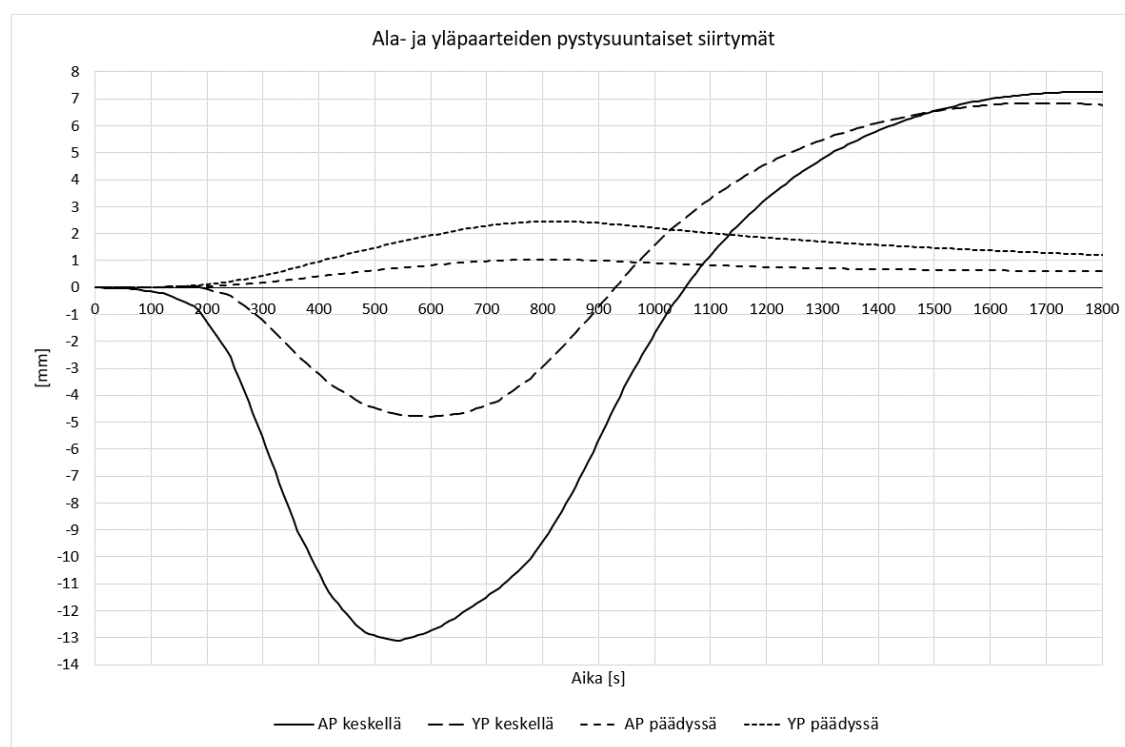


Kuva 61. Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo keskellä.



Kuva 62. Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo pilarin vieressä.

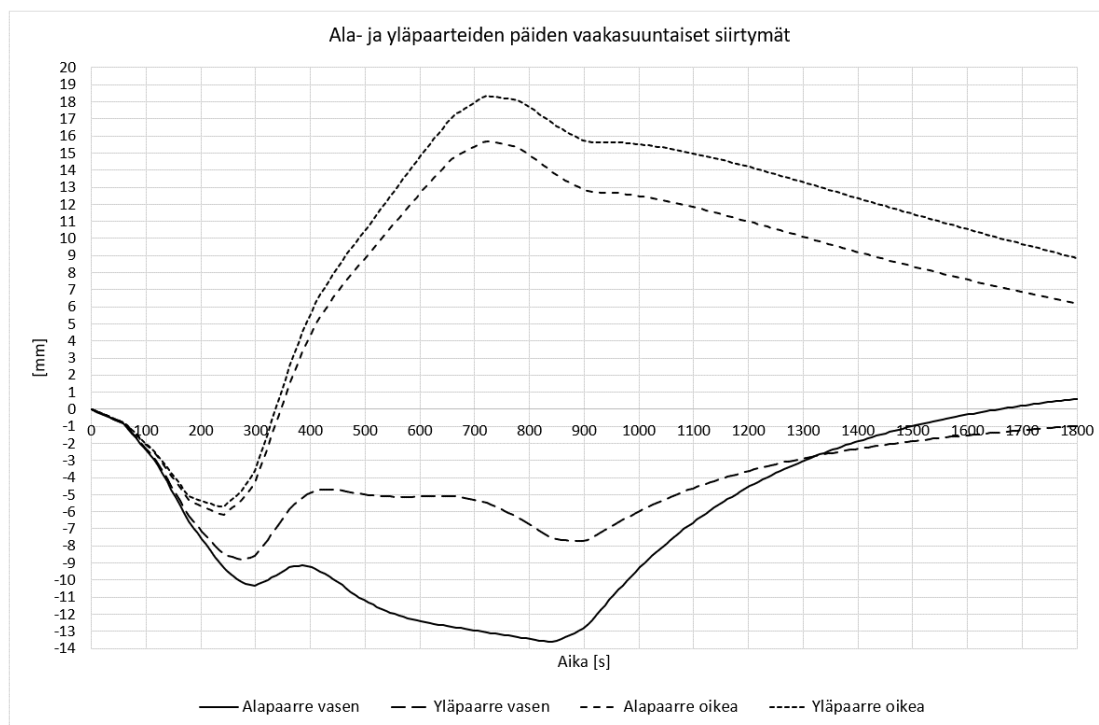
Kuvassa 63 on esitettyä ristikon ala- ja yläpaarteiden pystysuuntaisten siirtymien kuvaajat ristikon keskeltä ja päädyistä, kun paikallinen palo on sijoitettuna kehän keskelle. Kuvaajista voidaan havaita, että rakenne kokee ristikon keskellä siirtymän alaspäin poikkileikkauksissa vaikuttavien epätasaisten lämpötilajakaumien vaikutuksesta ja palon jäähtyessä siirtymä aiheutuu lopulta ylöspäin. Kuvaajissa ilmenevät eroavuudet aiheutuvat poikkileikkausten erilaisista lämpötilajakaumista sekä diagonaalien aiheuttamasta vaikutuksesta yläpaarteiden keskipisteen siirtymään. Ristikon päiden siirtymissä taas aiheutuu hyvin maltillisia muutoksia palon aikana pilarin lämpölaajenemisen seurauksena. Ristikon päiden vaakasuuntaisten siirtymien kuvaajat on esitettyä liitteessä H. Vaakasuuntaisten siirtymien voidaan todeta vastaavan palon kehittymistä, siirtymän kasvaessa lämpötilan noustessa ja pienentyessä lämpötilan laskiessa, sekä kuvaajien eron aiheutuvan profiilien erilaisesta lämpenemisistä.



Kuva 63. Ala- ja yläpaarteiden pystysuuntaiset siirtymät, kun palo keskellä.

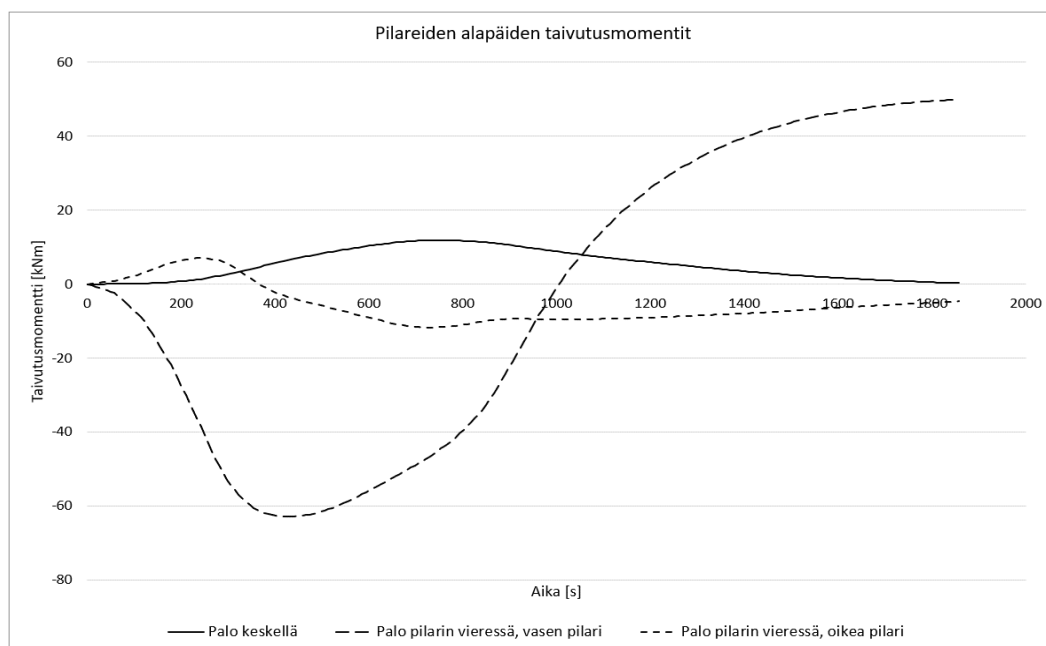
Kuvassa 64 on esitettyä ristikon ala- ja yläpaarteiden päiden vaakasuuntaiset siirtymät, kun paikallinen palo on sijoitettuna pilarin viereen. Kuvaajista voidaan havaita koko kehän lähtevän siirtymään palon alkuvaiheessa pilariin syntyvän epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta. Paarteiden ja paloa vastakkaisen puolen pilarin lämpötilojen noustessa kehän siirtymä kääntyy hetkellisesti toiseen suuntaan, ja lämpötilojen edelleen noustessa päiden siirtymät lähtevät kasvamaan eri suuntiin paloa vastakkaisen ris-

tikon pään kokiessa suuremman siirtymän. Ristikon pään pystysuuntaisen siirtymän kuvaaja on esitetty liitteessä H. Pystysuuntaisen siirtymän kuvaajissa ei tapahdu palon aikana vastaavanlaista vaihtelua kuin ristikon pään vaakasuuntaisessa siirtymässä. Pystysuuntaisen siirtymän voidaan todeta kasvavan lämpötilan noustessa ja pienentyvän lämpötilan laskiessa sekä kuvaajien eron aiheutuvan pilarin lämpölaajenemisesta.



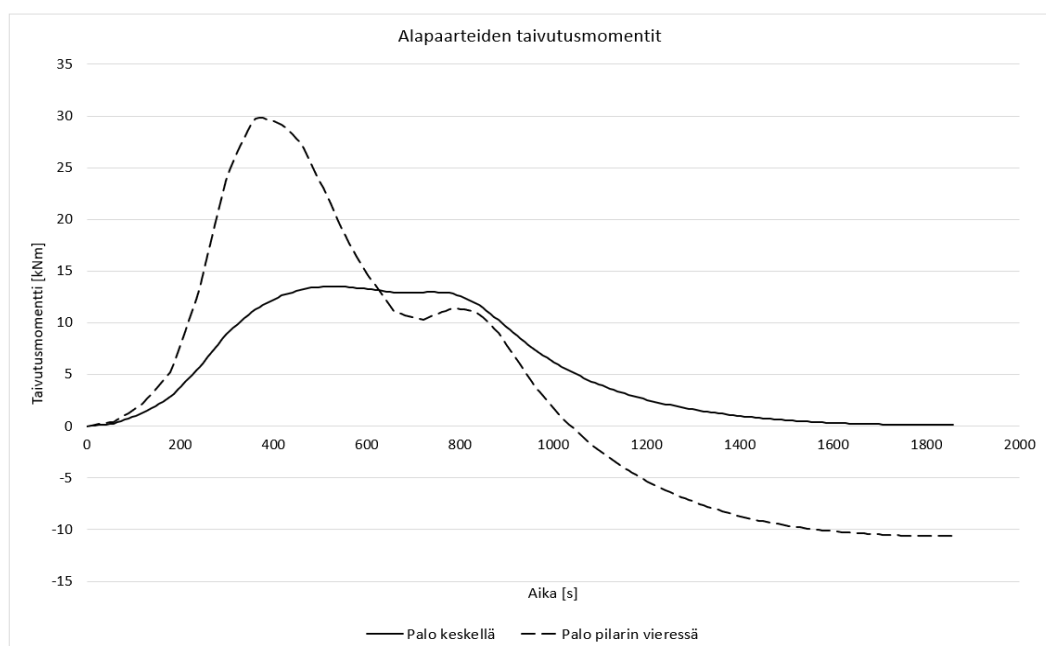
Kuva 64. Ala- ja yläpaarteiden vaakasuuntaiset siirtymät ristikon päädyssä, kun palo pilarin vieressä.

Pilareihin kehittyvät hyvin erilaiset taivutusmomentit eri palotilanteissa, kuten kuvassa 65 esitetyistä pilareiden alapäiden taivutusmomenttikuvaajista voidaan havaita. Palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen kehittyvät pilariin merkittävät taivutusmomentit pelkän palon vaikutuksesta. Paloa vastakkaisella puolella olevaan pilariin ja tapauksessa, jossa palo on sijoitettuna keskelle, pilareihin kehittyvät huomattavasti pienemmät taivutusmomentit. Palon vieressä olevaan pilariin syntyvä taivutusmomentti aiheutuukin lähinnä palon aiheuttaman epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta.



Kuva 65. Pilareiden alapäiden taivutusmomenttien kuvaajat molempien paikallisten palojen tapauksissa.

Kuvassa 66 on esitetty taivutusmomenttikuvaajat ristikon alapaarteista paikallisten palojen yläpuolelta. Kuvaajista voidaan havaita, että myös alapaarteisiin voi kehittyä palon vaikutuksesta merkittäväkin taivutusmomentti. Näissäkin tapauksissa taivutusmomentit aiheutuvat lähinnä poikkileikkausten sisällä vaikuttavista epätasaisista lämpötilajakau-
mista.



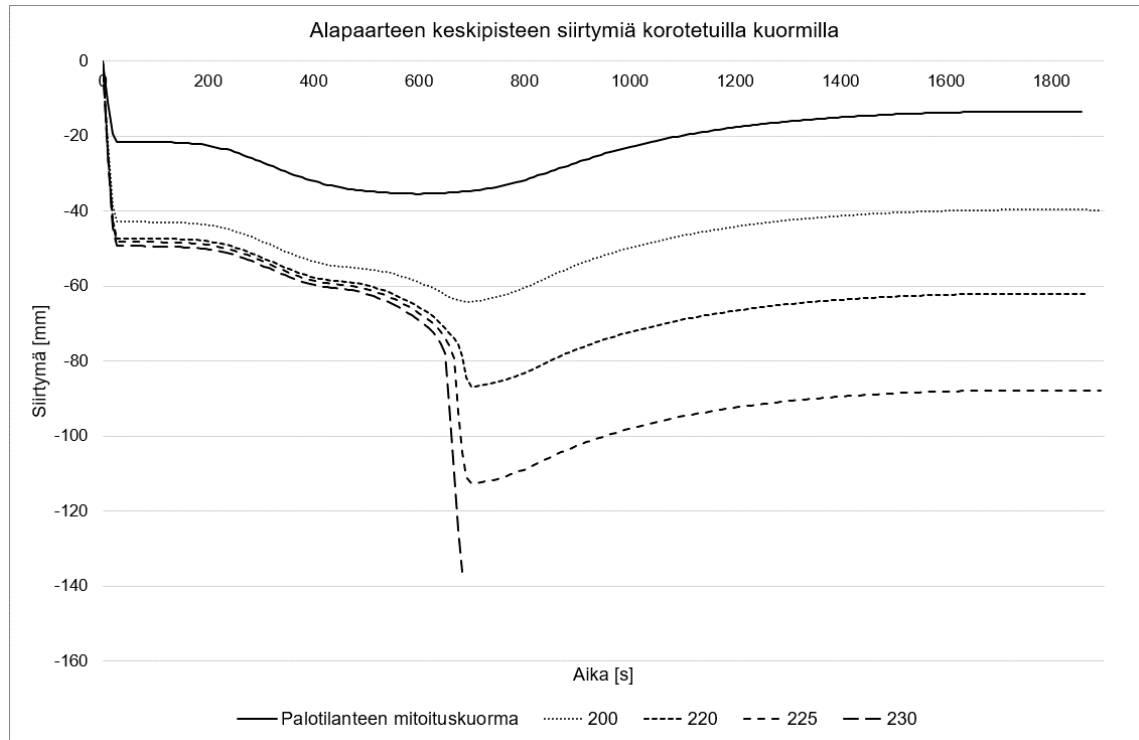
Kuva 66. Alapaarteiden taivutusmomentit.

6.5 Murtumismekanismit tarkastelluissa palotilanteissa

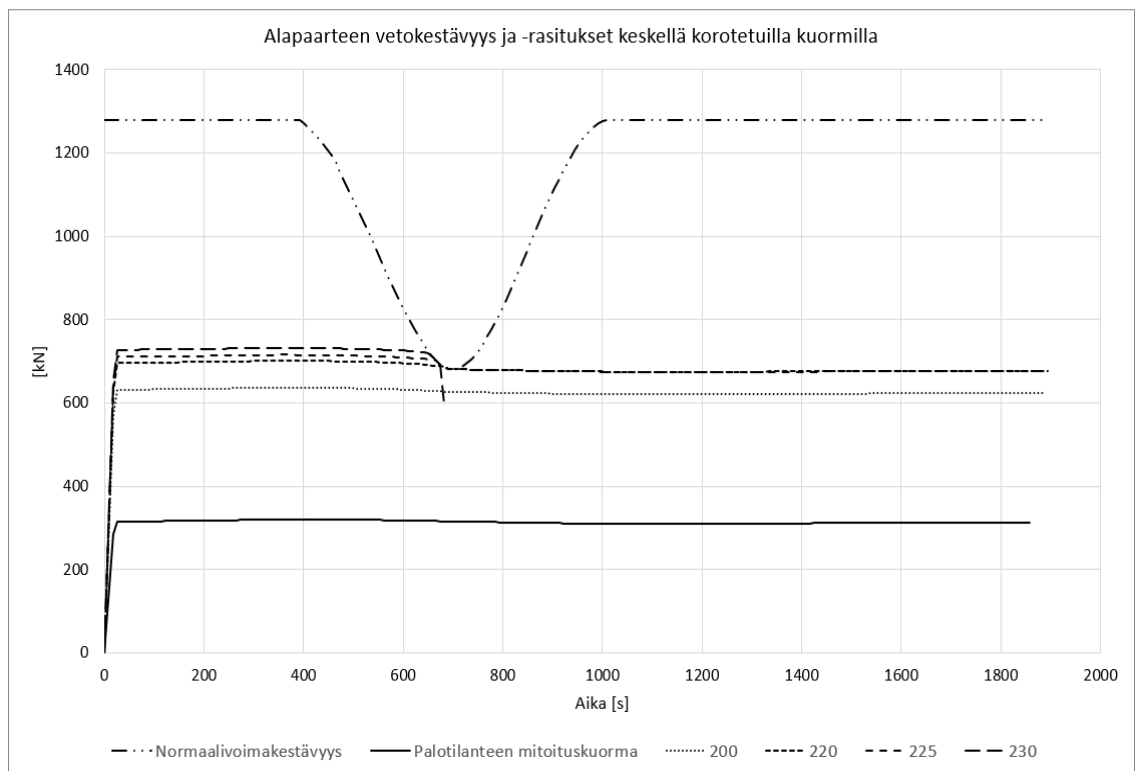
Rakenteen paikallisten palojen analyyseissa rakenne kesti palotilanteen mitoituskormalla koko tarkasteluajan. Rakenteen toimintaa tutkittiinkin myös korottamalla rakenteen kaikkia kuormituksia samalla kertoimella. Näin saatiin ilmi rakenteen sortumisen aiheuttavat tekijät eri palotilanteissa. Rakenteeseen kohdistuva palorasitus ja rakenneosien profiilit, ja siten myös rakenneosien lämpötilat ja niiden kehittyminen, olivat täysin samat kuin luvuissa 6.2 ja 6.3 esitetyissä tapauksissa.

Luvussa 6.2 esitettiin rakenteen siirtymiä ja rasituksia standardipalossa. Kyseisessä luvussa todettiin myös rakenteen sortuman aiheutuvan standardipalossa alapaarteen kestävyys ylittyessä. Tapaus, jossa paikallinen palo on sijoitettuna pilarin viereen käytiin läpi luvussa 6.3.1. Kyseisestä tapauksesta voidaan todeta rakenteen sortuman aiheutuvan yläpaarteen kestävyys ylittymisestä. Myös alapaarteen kestävyys lähes saavutettiin kyseisessä tapauksessa.

Paikallisen palon ollessa sijoitettuna kehän keskelle rakenteen sortuma saavutetaan kasvattamalla kuorma 2,3-kertaiseksi. Kuvassa 66 on esitetty ristikon alapaarteen pysyvuuntaisia siirtymiä eri kuorman korotuksilla. Kuvaajista voidaan havaita siirtymien äkillinen kasvaminen jo sortuman aiheuttanutta kuormitusta pienemmilläkin kuormituksilla. Siirtymien äkillinen kasvu aiheutuu alapaarteen myötämisen seurauksena, mutta rakenteelle on kuitenkin riittävä kyky jakaa kuormia uudelleen, jolloin sortumaa ei tapahdu. Kuvassa 68 on esitetty alapaarteen normaalivoimien kuvaajia eri kuorman korotuksilla. Kyseisistä kuvaajista voidaan havaita myös alapaarteessa tapahtuva myötääminen kuvaajien seurattessa kestävyys kuvaajaa. Kuorman korotuksilla 2,2 ja 2,25 kuvaajat pysyvät samanlaisina myötäämisen jälkeen laskennan loppuun asti. Kuormaa edelleen kasvatettaessa rakenteen kyky jakaa kuormia uudelleen ei kuitenkaan enää ole riittävä, ja rakenteen sortuma aiheutuu alapaarteen myötämisen seurauksena.



Kuva 67. Alapaarteen keskipisteen pystysuuntaisia siirtymiä eri kuormituksilla, kun palo keskellä.



Kuva 68. Alapaarteen vetokestävyys ja -rasituksia eri kuormituksilla, kun palo keskellä.

7. TULOSTEN ANALYSOINTI

7.1 Standardipalo

Rakenteen tarkastelu standardipalon alaisena tehtiin sekä rakenneosakohtaisesti että rakenteen osan tarkasteluna. Lisäksi tehtiin tarkastelu pelkän standardipalon vaikutuksesta rakenteeseen syntyvistä rasituksista ilman kuormituksia rakenteen osan tarkasteluna. Rakenneosakohtaisessa standardipalomitoituksessa lyhyimmäksi kriittiseksi ajaksi saatiin 956 s (luku 6.2, taulukko 4). Tarkasteltaessa koko kehän toimintaa Safirilla standardipalon alaisena rakenteen kantokyky menetettiin 989 sekunnin kohdalla. Safir ottaa huomioon myös estetyn lämpölaajenemisen ja lämpötilaerojen vaikutuksesta syntyvät kuormanvaikutukset, mutta myös rakenteen yhteistoiminnan ja mahdollisen kuormien uudelleen jakautumisen.

Taulukossa 4 esitettyjen profiilien kriittisten aikojen perusteella lyhimmat kriittiset ajat ovat alapaarteella ja ristikon reunimmaisilla diagonaaleilla. Tarkasteltaessa ristikon alapaarteen vedon kuvaaja (kuva 20), voidaan siitä havaita alapaarteen vedon saavuttavan profiilin normaalivoimakestävyyden 988 sekunnin kohdalla. Alapaarteen lämpötilaksi ajassa 988 sekuntia saadaan n. 689 °C:ta, jota vastaa myötörajan pienennyskerroin 0,2564. Tällöin alapaarteen vetokestävyydeksi saadaan 327,9 kN:a käsinlaskennalla SSAB:n rakenneputket käsikirjassa [53] esitettyjä poikkileikkaussuureita käyttäen. Yläpaarteen lämpötila on alapaarteen lämpötilaa pienempi ja normaalivoimakestävyys alapaartetta suurempi suuremman profiilin vuoksi, eikä puristuskestävyyttä ylitetä tarkastelun aikana. Tehtyjen tarkastelujen perusteella Safirilla saadaan tarkastellulla rakenteella hieman pidempi palonkesto aika, eron ollessa 32 sekuntia. Näin ollen molemmilla menetelmillä laskettuna tarkastellun rakenteen voidaan todeta täyttävän R15-vaatimuksen.

Pelkillä standardipalorasituksella tehdystä tarkastelusta esitetystä tuloksista voidaan havaita merkittävien rasitusten syntyvän rakenteeseen estetyn lämpölaajenemisen ja lämpötilaerojen vaikutuksesta. Pilareiden alapäähän muodostuu suurimmillaan 55,74 kNm:n taivutusmomentti ajanhetkellä $t = 546$ sekuntia ristikon lämpölaajenemisen seurauksena, jolloin pilarin käyttöaste on n. 48 %. Standardipalorasituksen vaikutuksia tarkasteltiin 3600 sekuntiin asti, jolloin ristikon lämpölaajenemisen vaikutuksesta pilarin käyttöaste on noussut n. 83,9 %:n. Paarteiden normaalivoimissa tapahtuu myös muu-

toksia estetyn lämpölaajenemisen ja lämpötilaerojen vaikutuksesta, mutta suhteessa rakenneosien kestävyyskykyihin, nämä vaikutukset jäävät pilariin syntyviä vaikutuksia pienemmiksi.

7.2 Toiminnallinen palomitoitus

Toiminnallisen palomitoituksen tarkastelut tehtiin sijoittamalla paikallinen palo kahteen eri paikkaan, kehän keskelle ja pilarin viereen. Lisäksi tarkasteluja tehtiin pelkällä paikallisella palolla ilman kuormituksia sekä korotetuilla kuormituksilla.

Analysoitaessa rakennetta toiminnallisen palomitoituksen avulla, hyväksymiskriteerinä kyseiselle rakenteelle voidaan pitää ympäristöministeriön asetuksessa [6] esitetyn taulukon perusteella rakenteen sortumattomuutta 30 minuutin palon aikana toiminnallista palomitoitusta käytettäessä. Mitoituspalona tarkastelussa käytetyn paikallisen palon kesto on n. 15 minuuttia, joten rakenteen tulee kestää koko paloaika sekä jäähtymisvaihe sortumatta. Eurokoodi edellyttää tarkastelemaan myös rakenteen siirtymätilaa mahdollisena murtorajatilana. Rakennetta ei ole palosuojattu eikä se liity osastoiviin rakenteisiin, joten rakenteen siirtymiä ei ole tarpeen rajoittaa näiden tekijöiden vuoksi. Rakenteen siirtymiä tulee kuitenkin tarkastella rakenneosien yhteensopivuuden varmistamiseksi. Rakenteen maksimitaipumiksi paikallisten palojen tapauksissa saadaan L/620 ja L/1023 kuvissa 36 ja 38 esitettyjen rakenteen taipumien kuvaajien perusteella. Rakenteen siirtymät ja taipumat molemmissa paikallisen palon tapauksissa ovatkin maltillisia, eikä myöskään suuria kiertymiä rakenteenosien välillä tapahdu tarkastelluissa palotilanteissa.

Tarkastelemalla taulukoissa 5 ja 6 esitettyjä profiilien maksimilämpötiloja voidaan havaita, että lämpötilalla on vaikutusta rakenneosien myötörajaan ainoastaan palon välittömässä läheisyydessä. Rakenneosien lämpötilat nousevat kuitenkin palosta kauimmaisista lukuun ottamatta sen verran, että sillä on vaikutusta rakenneosien kimmomoduuliin.

Tuloksissa esitettyjen rakenneosien eri voimasuureiden kuvaajista voidaan havaita, että rakenneosia rasittavat voimasuureet voivat vaihdella merkittävästi ja rakenneosiin voi syntyä merkittäviä rasituksia palotilanteessa. Palotilanteessa rakenneosien voimasuureissa ilmenevät muutokset aiheutuvatkin pääosin estetyn lämpölaajenemisen sekä epätasaisten, niin poikkileikkausten sisäisten kuin rakenneosien välisten, lämpötilajakaumien vaikutuksesta. Kuten myös lämpölaajenemisen ja epätasaisten lämpötilajakaumien aiheuttamien siirtymien ja epäkeskisyyksien vaikutuksesta ns. toisen kertaluvun

vaikutuksina. Epäsuorien ja välillisten kuormanvaikutusten jättäminen huomioon ottamatta saattaakin johtaa epäkonservatiivisiin tuloksiin.

Rakenneanalyysistä saatujen tulosten yhteydessä esitettyjen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajien sekä niissä esitettyjen rakenneosien kohdistuvien rasitusten perusteella rakenneosien kapasiteetit eivät ylitä missään vaiheessa laskentaa. Myös Safirin laskenta loppuisi ennen aikaisesti, mikäli rakenteelle ei löytyisi enää tasapainoa. Molemmissa tapauksissa voidaankin todeta rakenteen olevan riittävän luotettava sortumaa vastaan. Tämä voidaan todeta myös korotetuilla kuormituksilla tehdyistä rakenneanalyysistä.

Rakenteen rajakuormaa haettaessa palon sijaitessa keskellä, voidaan kuormaa kasvattaa 2,3-kertaiseksi ennen kuin rakenne sortuu. Rakenteen sortuma aiheutuu alapaarteen myötäämisen seurauksena jänteen keskellä. Palon sijaitessa pilarin vieressä voidaan kuormaa kasvattaa 4-kertaiseksi ja rakenteen kantokyky menetetään yläpaarteen nurjahtamisen seurauksena jäähtymisvaiheessa. Tämän perusteella tarkasteltavassa tapauksessa kriittisempi palon sijainti rakenteen kannalta on, kun palo sijaitsee jänteen keskellä. Myös standardipalon alaisena rakenteen kantokyky menetettiin alapaarteen myötäämisen vuoksi.

Pilarin viereen sijoitetun palon tapaus osoittaa myös sen, ettei rakenteen riittävää kantokykyä voida osoittaa analysoimalla rakennetta pelkästään sillä ajanhetkellä, jolloin saavutetaan rakenteen suurin lämpötila, sortuman aiheutuessa jäähtymisvaiheessa. Lisäksi rakenteen kantokyvyn menetys tapahtuu paikassa, jossa rakenneosan lämpötila ei edes nouse niin suureksi, että sillä olisi vaikutusta materiaaliominaisuuksiin, yläpaarteen lämpötilan ollessa 74 °C ajanhetkellä $t=1320$ sekuntia. Yläpaarteen lämpötila alapinnassa on korkeimmillaan ajanhetkellä $t=800$ sekuntia, mutta epätasaisesta lämpötilajakaumasta johtuen yläpaarteen yläpinnan lämpötila nousee vielä aikaan $t=1024$ sekuntia asti. Toisaalta kuormitusta on kuitenkin korotettu huomattavasti kyseisessä tapauksessa ja kuorman korottamisen vaikutuksesta ala- ja yläpaarteen käyttöasteet ovat jo lähes 100% ilman lämpötilanmuutoksia ja lämpötilaeroista johtuvia kuormanvaikutuksia. Tässä tapauksessa sortuminen tapahtuukin jäähtymisvaiheessa rakenteen lämpövenymän palautumisesta syntyvien epäsuorien kuormanvaikutusten seurauksena.

Pilarin ja ristikon yläpaarteen välisiä leikkausvoimia eri paikallisen palon tapauksista tarkasteltaessa (kuvat 46 ja 47) liitoksissa vaikuttavat leikkausvoimat pysyvät hyvin maltillisina, leikkausvoiman ollessa suurimmallaan 13,1 kN, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen. Ristikon alapaarteen ja pilareiden väliset liitokset (kuvat 47 ja 48) pysyvät koko

laskennan ajan puristettuna. Näiden perustella voidaan myös todeta, ettei ristikon tuen menetyksiä tapahdu. Myös pilareiden alapäiden leikkausvoimat (kuvat 46 ja 47) pysyvät koko laskennan ajan hyvin maltillisina liitosten kestävyys kannalta.

Yllä esitettyjen tulosten perusteella tarkasteltavassa tapauksessa käytettäessä oletettuun palonkehitykseen perustuvaa menetelmää palomitoituksessa, profiilikoot voisivat olla pienempiä kuin käytettäessä standardipalaa palomitoituksen perusteena. Oletettuun palonkehitykseen perustuvan mitoituksen voisi tehdä myös käyttäen normaalilämpötilan mitoituksen perusteella saatavia profiilikokoja ja tarvittaessa kasvattaa kriittisten profiilien kokoja tai määrittää niille vaadittava palosuojaus. Tällöin voitaisiin saada myös kustannussäästöjä. Tässä tutkimuksessa tarkastelu tehtiin kuitenkin käyttäen standardipalomitoituksen mukaan määräytyviä profiilikokoja eri palomitoitusmenetelmin saatujen tulosten vertailtavuuden vuoksi.

Pelkkien paikallisten palojen lämpörasitusten tarkasteluista voidaan havaita epätasaisesta lämpötilajakaumasta ja estetystä lämpölaajenemisesta rakenteeseen aiheutuvia siirtymiä, muodonmuutoksia ja rasituksia. Palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen, pilarin alapään taivutusmomentti kasvaa suurimmillaan n. 62,96 kNm:n, kun standardipalon alaisena pilarin alapään taivutusmomentti saavutti n. 55,74 kNm:ä. Ala- ja yläpaarteiden normaalivoimat jäävät kuitenkin paikallisten palojen tapauksissa standardipalaa pienemmiksi, minkä perusteella voidaan todeta epätasaisella lämpötilajakaumalla olevan vaikutusta pilarin taivutusmomenttiin. Paikallisten palojen tapauksissa myös paarteisiin muodostuu taivutusmomentti epätasaisien lämpötilajakaumien vaikutuksesta.

8. YHTEENVETO

Määräyksissä ja asetuksissa esitetään vaatimuksia kantavien rakenteiden palonkestoajoista ja vähimmäismitoituspalkokuorman tiheyksistä oletettuun palonkehitykseen perustuvaa palomitoitusta koskien, kuten myös rakenneanalyysissä huomioon otettavia asioita. Rakenneanalyysissä tulee ottaa huomioon epäsuorat ja välilliset kuormanvaikutukset, ellei näiden voida todeta olevan merkityksettömiä. Standardin EN-1991-1-2 [2] asettamat vaatimukset epäsuorien vaikutusten huomioon ottamisesta johtaakin poikkeusta rakenteen osan tarkasteluun tai rakenteen kokonaistarkasteluun, ja kehittyneiden laskentamenetelmien käyttöön oletettuun palonkehitykseen perustuvaa palomitoitusta käytettäessä. Lisäksi tulee ottaa huomioon rakenteen siirtymätila mahdollisena murtorajatilana, sekä siirtymiä tulee rajoittaa rakenneosien yhteensopivuuden varmistamiseksi. Rakenneanalyysissä tulee ottaa huomioon materiaaliominaisuuksien lämpötilariippuvuus.

Toiminnallisen palomitoituksen yhteydessä rakenneosiin kohdistuvien lämpörasitusten määrittämiseksi on käytettävissä erilaisia palomalleja. Paikallisen palon mallien ja vyöhykemallien käytölle on kuitenkin omat rajoitteensa, ja niiden käyttö rajoittuu lähinnä yksinkertaisiin tapauksiin. Vyöhykemalleilla voidaan myös osoittaa tilan lieskahtaminen tai se, ettei lieskahtamista tapahdu. CFD-malleilla palotilannetta voidaan simuloida muita malleja huomattavasti tarkemmin ja niitä käytetäänkin yleisesti palosimuloinneissa.

Tässä työssä on esitetty erilaisia tutkimuksia teräsrakenteiden toiminnasta palotilanteessa sekä tutkimuksissa kehitettyjä, yksinkertaistettuja kaavoja ja menetelmiä palotilanteessa rakenneosiin syntyvien lisärasitusten ja palonkestoaikojen määrittämiseksi. Rakenteen toiminta palotilanteessa sisältää kuitenkin monia huomioon otettavia ilmiöitä, joiden huomioon ottaminen yksinkertaisilla laskentamenetelmillä ei ole mahdollista tai se on ainakin hyvin hankalaa. Näin ollen rakenteen toiminnan tarkempi analysointi johtaakin kehittyneiden laskentamenetelmien käyttöön.

Rakenteen staattisen määräämättömyyden avulla ja hyödyntämällä rakenteen kykyä muodostaa köysivaikutuksia, voidaan välttää koko rakenteen sortuminen. Rakenneosien omatessa riittävän kiertymiskyvyn, voi staattisesti määräämättömässä rakenteessa rakenneosiin muodostua plastisia niveliä ilman rakenteen sortumista. Köysivaikutuksista voi kuitenkin muodostua merkittäviäkin vaakasuuntaisia rasituksia, jolloin liitoksilla tulee

olla riittävä kyky siirtää näitä rasituksia, mutta myös koko rakenteella tulee olla riittävä jäykkyys ottaa vastaan nämä rasitukset.

Palotilanteessa rakenneosiin voi muodostua merkittäviäkin välillisiä kuormituksia epätasaisten lämpötilajakaumien ja estetyn lämpölaajenemisen seurauksena. Tämän vuoksi, mikäli rakenteita mitoitettaessa käytetään normaalilämpötilan mukaan määritettyjä rasituksia jättämällä epäsuorat ja välilliset kuormanvaikutukset huomioon ottamatta, saataan päätyä epäkonservatiivisiin tuloksiin. Ainakin välillisten ja epäsuorien kuormanvaikutusten merkityksettömyys tulee voida osoittaa, mikäli ne jätetään huomioon ottamatta. Lämpötilanmuutoksen aiheuttamien lisärasitusten määrittäminen käsilaskennalla tai yksinkertaisilla laskentamenetelmillä saattaa kuitenkin olla rakenteesta riippuen hyvin hankalaa, tai lähes mahdotonta, jonka vuoksi näiden rasitusten määrittämiseksi joudutaan käyttämään kehittyneempiä laskentamenetelmiä/-ohjelmia.

Tuloksissa esitettyjen rakenneosien siirtymien ja voimasuureiden kuvaajista sekä kuvista voidaan havaita, että rakenneosat voivat kokea merkittäviäkin muodonmuutoksia ja rakenneosia rasittavat voimasuureet voivat vaihdella merkittävästikin palotilanteessa. Palotilanteessa rakenneosien voimasuureissa ilmenevät muutokset aiheutuvatkin pääosin estetyn lämpölaajenemisen sekä epätasaisten, niin poikkileikkausten sisäisten kuin rakenneosien välisten, lämpötilajakaumien vaikutuksesta.

Rakenteiden sortumisesta jäähtymisvaiheessa on raportoitu erinäisissä tutkimuksissa. Näissä tutkimuksissa saatujen tulosten perusteella rakenteen sortuminen on mahdollista myös sen jälkeen, kun rakenne on jo saavuttanut maksimilämpötilansa ja lämpötila on lähtenyt laskemaan. Lämpötilan laskiessa rakenteeseen aiheutuu rasituksia myös lämpövenymän palautumisesta ja epätasaiset lämpötilajakaumat pyrkivät tasaantumaan, vaikka lämpötila laskisi. Epätasaisten lämpötilajakaumien tasaantuessa myös materiaaliominaisuudet muuttuvat ja siten rakenneosien kestävyys saattavat heikentyä. Tässäkin tutkimuksessa esiteltiin yksi tapaus, jossa rakenteen sortuma aiheutuu jäähtymisvaiheessa. Kyseisessä tapauksessa rakenteen kuormitusta oli kuitenkin korotettu huomattavasti mitoituskuormitusta suuremmaksi.

Toiminnallisen palomitoituksen avulla ja kehittyneillä laskentamenetelmillä on mahdollista saavuttaa parempi ymmärrys rakenteen odotettavissa olevasta ja todennukaisemmasta käyttäytymisestä palotilanteesta. Paikallisten palojen tarkastelujen perusteella voidaan todeta myös, että tarkastelluilla tapauksilla profiilikoot voisivat olla pienempiä kuin käytettäessä standardipaloa palomitoituksen perusteena. Tällöin voitaisiin saada myös kustannussäästöjä.

Toiminnallisen palomitoituksen yhteydessä rakenneanalyysiin käytettävät ohjelmistot, tai ainakin tämän tutkimuksen yhteydessä käytetyt ohjelmistot, ovat vielä työläitä käyttää verrattuna normaalilämpötilan mitoituksessa käytettävissä oleviin ohjelmistoihin, eivätkä ne myöskään ole yhtä käyttäjäystävällisiä. Kuitenkin toiminnallista palomitoitusta koskevan tiedon lisääntyessä sekä toiminnallisen palomitoituksen käytön yleistyessä voidaan myös odottaa tapahtuvan kehitystä käytettävissä oleviin ohjelmistoihin.

LÄHTEET

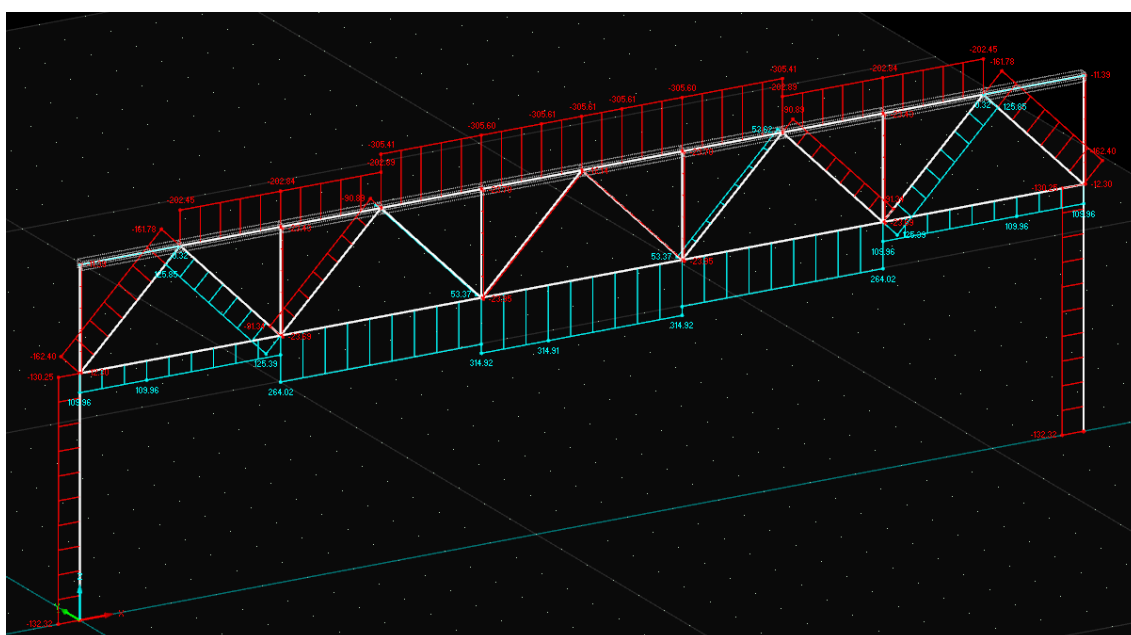
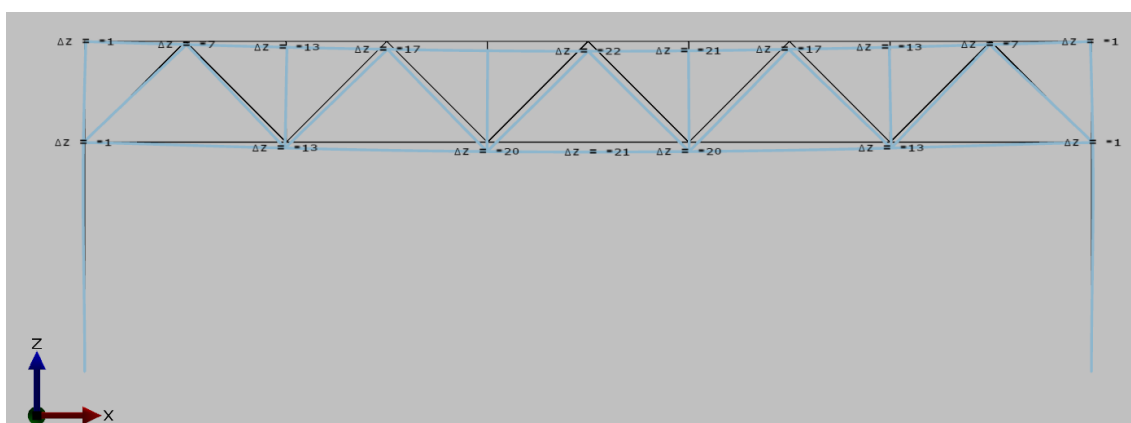
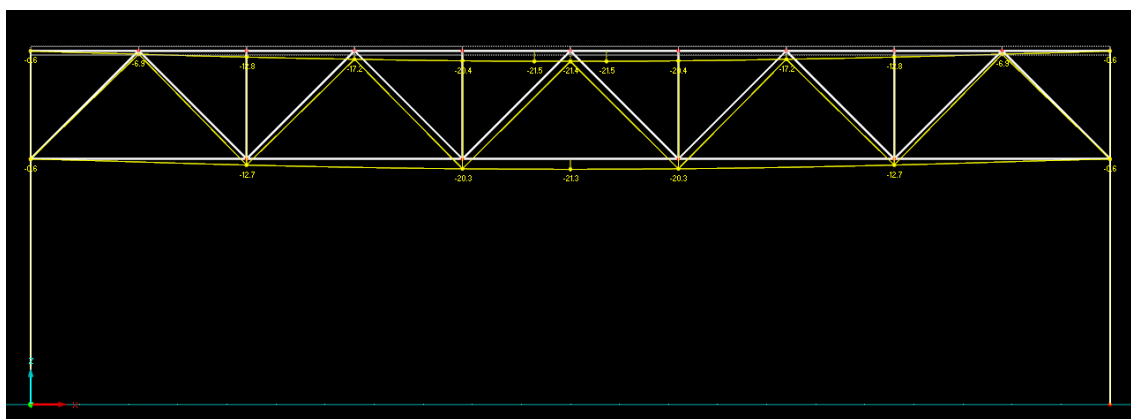
- [1] 848/2017 Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, Ympäristöministeriö, 2017.
- [2] SFS-EN 1991-1-2, Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset, Suomen standardisoimisliitto, 2003.
- [3] Perustelumuistio: Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, Ympäristöministeriö, 2017.
- [4] RIL 195-1-2018, Rakenteellinen paloturvallisuus, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL, 2018, ISBN 978-951-758-637-5.
- [5] Kansallinen liite Standardiin SFS-EN 1991-1-2 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden, Ympäristöministeriö, 2007.
- [6] Hietaniemi J., VTT Palon voimakkuuden kuvaaminen toiminnallisessa paloteknisessä suunnittelussa, VTT JH Working Papers 1, 2007.
- [7] BFS2013:12 BBRAD3, Boverkets författningssamling, 2013.
- [8] SFS-EN 1993-1-2, Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus, Suomen standardisoimisliitto, 2005.
- [9] SFS-EN 1990, Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardisoimisliitto, 2002.
- [10] Kansallinen liite Standardiin SFS-EN 1993-1-2 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus, Ympäristöministeriö, 2007.
- [11] SFS-EN 13501-2:2016, Fire classification of construction products and building elements. Part 2: Classification using data from fire resistance tests, excluding ventilation services, Suomen standardisoimisliitto, 2016.
- [12] Rackauskaite E., Kotsovinos P., Jeffers A., Rein G., Computational analysis of thermal and structural failure criteria of a multistorey steel frame exposed to fire, Engineering Structures 180 (2019) 524–543.
- [13] Simms W. I., Fire Resistance Design of Steel Framed Buildings, SCI, 2012, ISBN 13:978-1-85942-203-8.
- [14] Implementation of Eurocodes, Handbook 5, Design of buildings for the fire situation, Leonardo Da Vinci pilot project CZ/02/B/F/PP-134007, Development of skills facilitating implementation of Eurocodes, 2005.
- [15] TNO Building and construction research, TNO report 2002-CVB-R06144, Netherlands Organization for Applied Scientific Research, 2002.

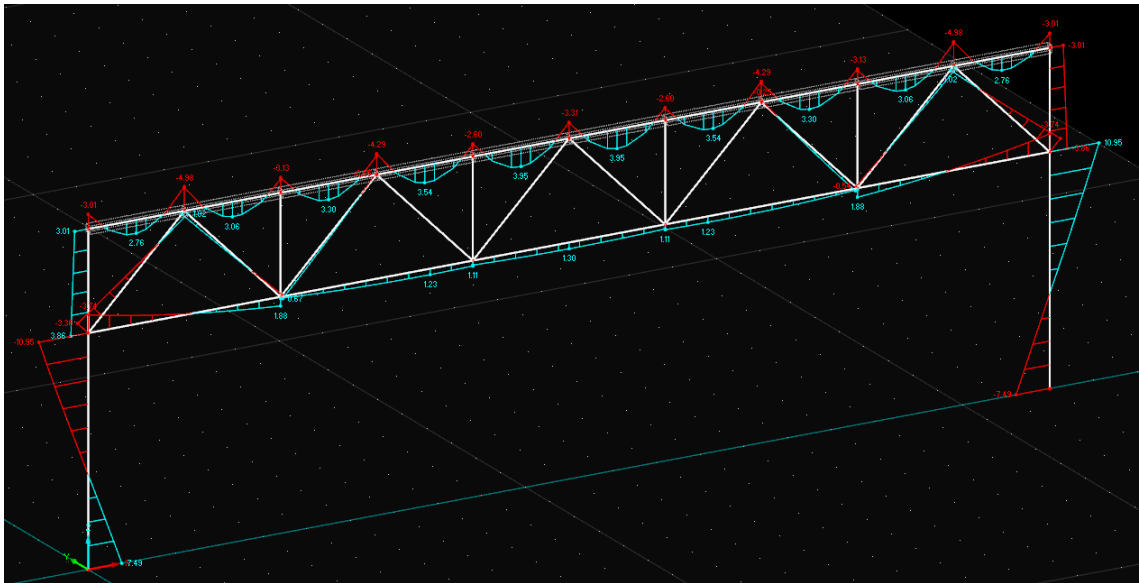
- [16] Ding J., Wang Y.C., Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints, *Engineering Structures* 29 (2007) 3485-3502.
- [17] Hietaniemi J., Mikkola E., VTT Design Fires for Fire Safety Engineering, VTT Working Papers 139, 2010, ISBN 978-951-38-7479-7.
- [18] Heskestad, G., Similarity relations for the initial convective flow generated by fire, ASME Paper 72-WA/HT-17, 1972.
- [19] Hasemi, Y. and Tokunaga, T., Flame geometry effects on the buoyant plumes from turbulent diffusion flames, *Fire Science & Technology* 4(1):15-26, 1984.
- [20] Design of Columns Subject to Localised Fires (LOCAFI-plus), SCI, 2018.
- [21] Brasseur, M., Zaharia, R., Obiala, R., Franssen, J.-M., Hanus, F., Zhao, B., Pintea, D., Sanghoon, H., Vassart, O., Nadjai, A., Scifo, A., Thauvoye, C., Temperature assessment of a vertical steel member subjected to localised fire (LOCAFI), European Commission, 2018.
- [22] Hurley, M.J., Gottuk, D.T., Hall Jr., J.R., Harada, K., Kuligowski, E.D., Puchovsky, M., Torero, J.L., Watts Jr., J.M., Wieczorek, C.J., SFPE Handbook of Fire Protection Engineering: Fifth Edition, Springer-Verlag, 2016, ISBN 978-1-4939-2565-0.
- [23] Hietaniemi J., Hostikka S., Lindberg L., Kokkala M., Vyöhykemalliohjelman CFast kelpoisuuden arviointi, VTT Tiedotteita 2027, 2000.
- [24] Kaitila O, Rakenteiden toiminnallinen palomitoitus, Rautaruukki Oyj, 2008.
- [25] Wickström U., Duthinh D., McGrattan K., Adiabatic Surface Temperature for Calculating Heat Transfer to Fire Exposed Structures, Interflam 2007 (Interflam '07) International Interflam Conference 11th Proceedings September 3-5, 2007.
- [26] SFS-EN 1993-1-1, Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto, 2005.
- [27] Rackauskaite E., iTFM: Improved Travelling Fires Methodology for Structural Design and the Effects on Steel Framed Buildings, Imperial College London, 2017.
- [28] Franssen J.-M., Vila Real P., Fire Design of Steel Structures 2nd Edition, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 2015, ISBN (ECCS): 978-92-9147-128-7.
- [29] Agarwal A., Choe L., Varma, A, Fire Design of Steel Columns: Effects of Thermal Gradients, *Journal of Constructional Steel Research* 93 (2014) 107–118.
- [30] Garlock M., Quiel E., Mechanics of Wide-flanged Steel Sections that Develop Thermal Gradients Due to Fire Exposure, *Steel Structures* 7 (2007) 153-162.
- [31] Wald F., Sokol Z., Moore D., Horizontal forces in steel structures tested in fire, *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 1896-1903.

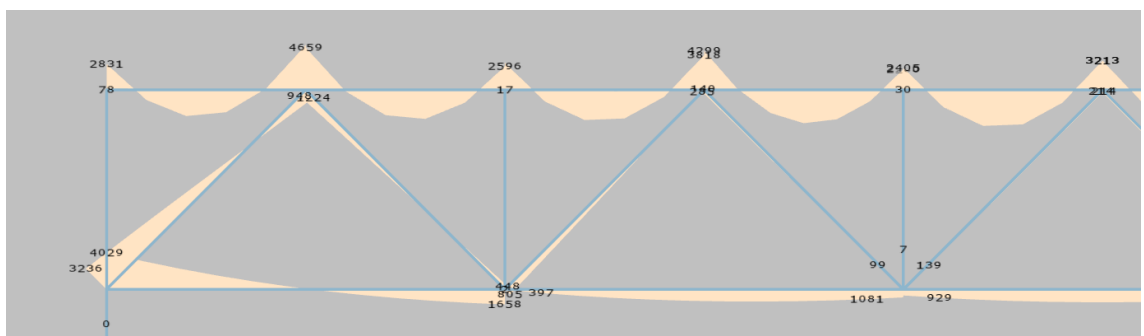
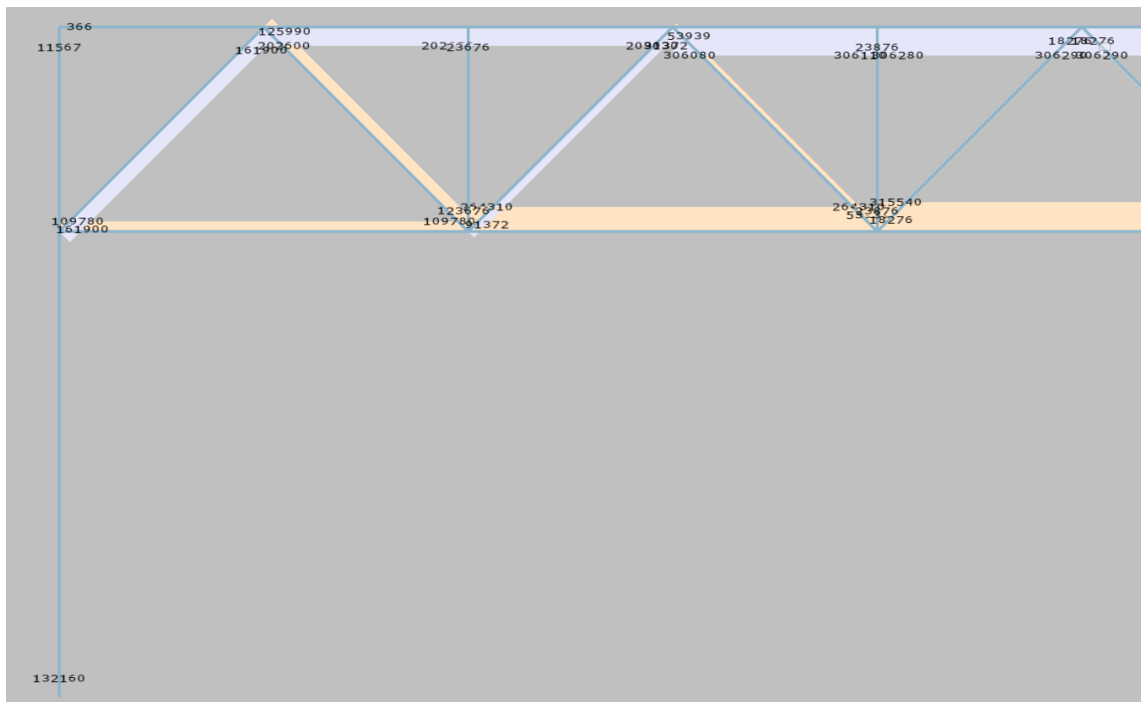
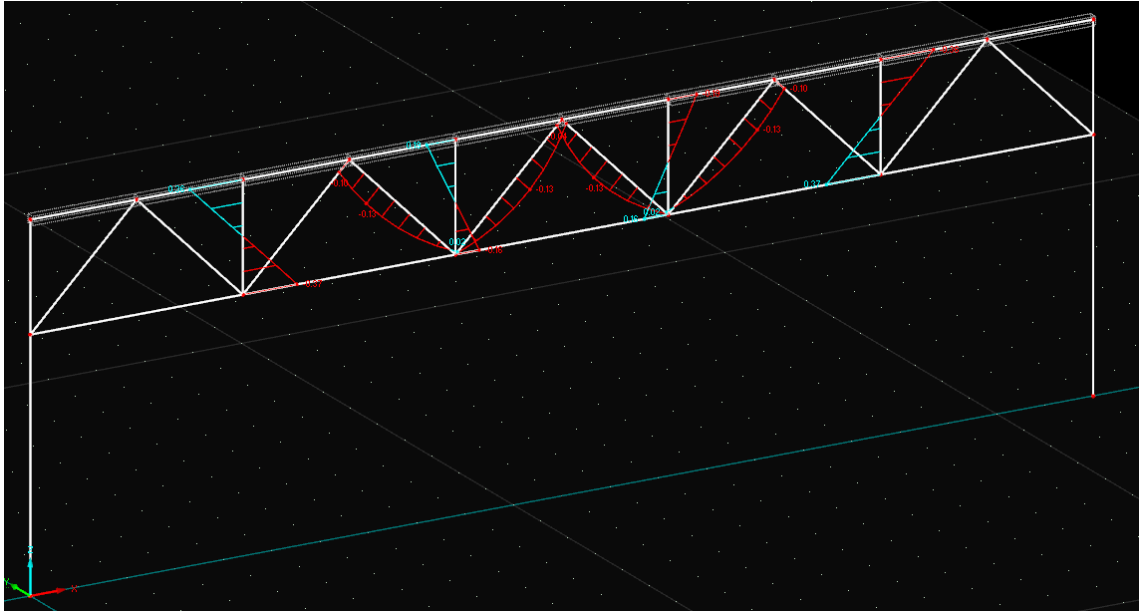
- [32] Truong Q. V., Pham T. H., Chu T. B., Failure of Building Structural Members During the Cooling Phase of a Fire, *Proceedings of the International Conference on Advances in Computational Mechanics* 2017: 65-77.
- [33] Gernay T., Franssen J.-M., A performance indicator for structures under natural fire, *Engineering Structures* 100 (2015) 94–103.
- [34] Franssen J.-M., Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire, *Fire Safety Journal* 34 (2000) 191-207.
- [35] Shepherd P. G., Burgess I. W., On the buckling of axially restrained steel columns in fire, *Engineering Structures* 33 (2011) 2832–2838.
- [36] Wang P, Wang. Y.-C., Li G.-Q., A new design method for calculating critical temperatures of restrained steel column in fire, *Fire Safety Journal* 45 (2010) 349–360, 2010.
- [37] Neves C., Valente J., Correia Rodrigues J.P., Thermal restraint and fire resistance of columns, *Fire Safety Journal* 37 (2002) 753–771, 2002.
- [38] Correia A., Rodrigues J., Gomes F.C.T., A simplified calculation method for fire design of steel columns with restrained thermal elongation, *Computers and Structures* 116 (2013) 20–34.
- [39] Ozyurt E., Wang Y. C., Effects of non-uniform temperature distribution on critical member temperature of steel tubular truss, *Engineering Structures* 116 (2016) 95–106.
- [40] Garlock M., Quiel E., Plastic axial load and moment interaction curves for fire-exposed steel sections with thermal gradients, *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(6): 874-880.
- [41] Tuomala M., *Plastisuusteoria luentomoniste, ei saatavilla.*
- [42] Jiang J., Li G.-Q., Usmani A., Progressive Collapse Mechanisms of Steel Frames Exposed to Fire, *Advances in Structural Engineering* Vol. 17 No. 3 2014.
- [43] Sun R., Huang Z., Burgess I., The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire, *Journal of Constructional Steel Research* 72 (2012) 130–142.
- [44] Sun R., Huang Z., Burgess I., Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions, *Engineering Structures* 34 (2012) 400–413.
- [45] Jiang J., Li G.-Q., Usmani A., Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire, *Journal of Constructional Steel Research* 115 (2015) 160–168.
- [46] Couto C., Vila Real P., Lopes N., Rodrigues J., Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire, *Engineering Structures* 49 (2013) 541–559.
- [47] Ozyurt E., Wang Y. C., Effects of truss behaviour on critical temperatures of welded steel tubular truss members exposed to uniform fire, *Engineering Structures* 88 (2015) 225–240.

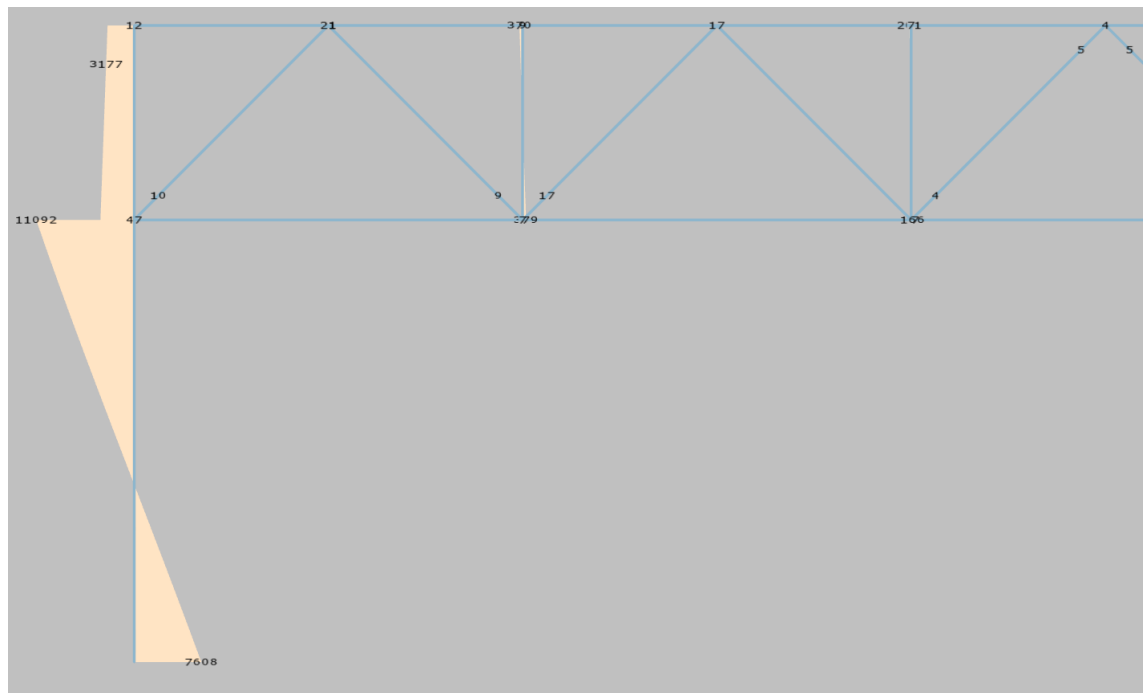
- [48] Ho H. C., Chung K. F., Wong Y., Structural Fire Engineering Study on Unprotected Long Span Steel Trusses, *Procedia Engineering* 14 (2011) 1132–1139.
- [49] Dunn W., Shultis J., *Exploring Monte Carlo Methods*, Elsevier, 2011, ISBN 978-0-444-51575-9.
- [50] Franssen J.-M., Gernay T., Modelling structures in fire with SAFIR theoretical background and capabilities, *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 8 Issue: 3, pp.300-323, 2017.
- [51] Franssen J.-M., SAFIR. A thermal-structural program for modelling structures under fire, *Engineering Journal*, A.I.S.C. 2005; 42(3): 143-158.
- [52] SSAB Domex Tube, Rakenneputket, EN 1993 – Käsikirja 2016, SSAB Europe Oy, 2016.

**LIITE A: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ
NORMAALILÄMPÖTILASSA RFEM:STÄ JA
SAFIRISTA**



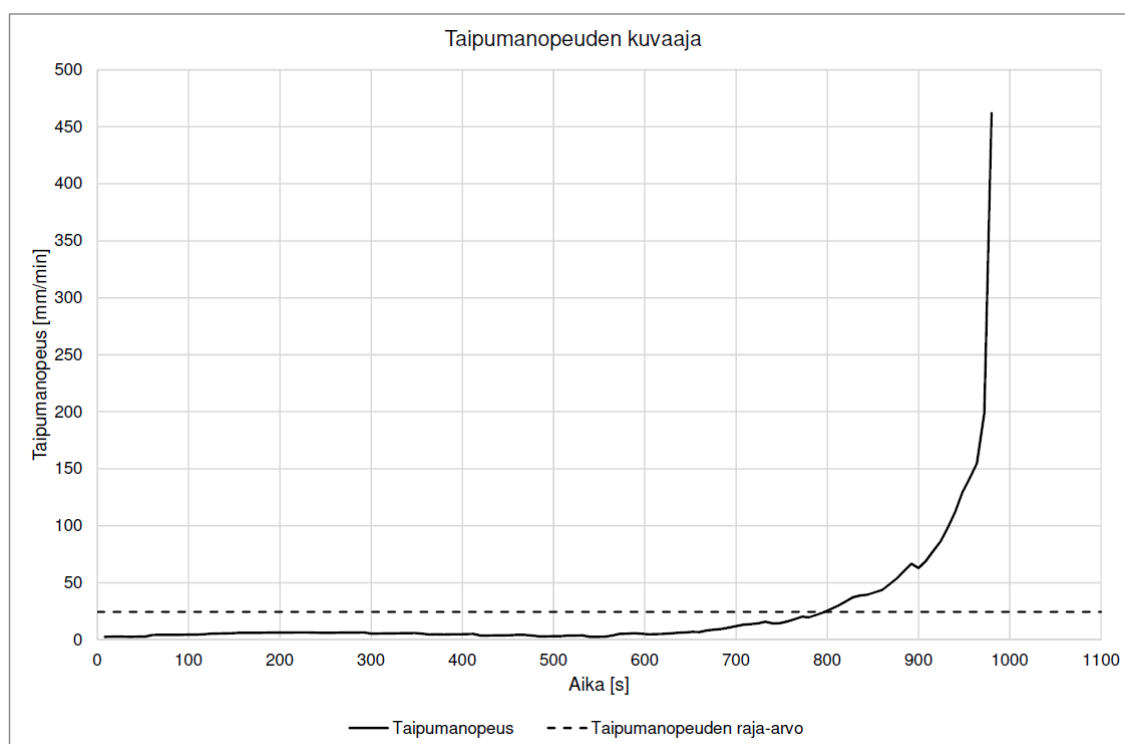




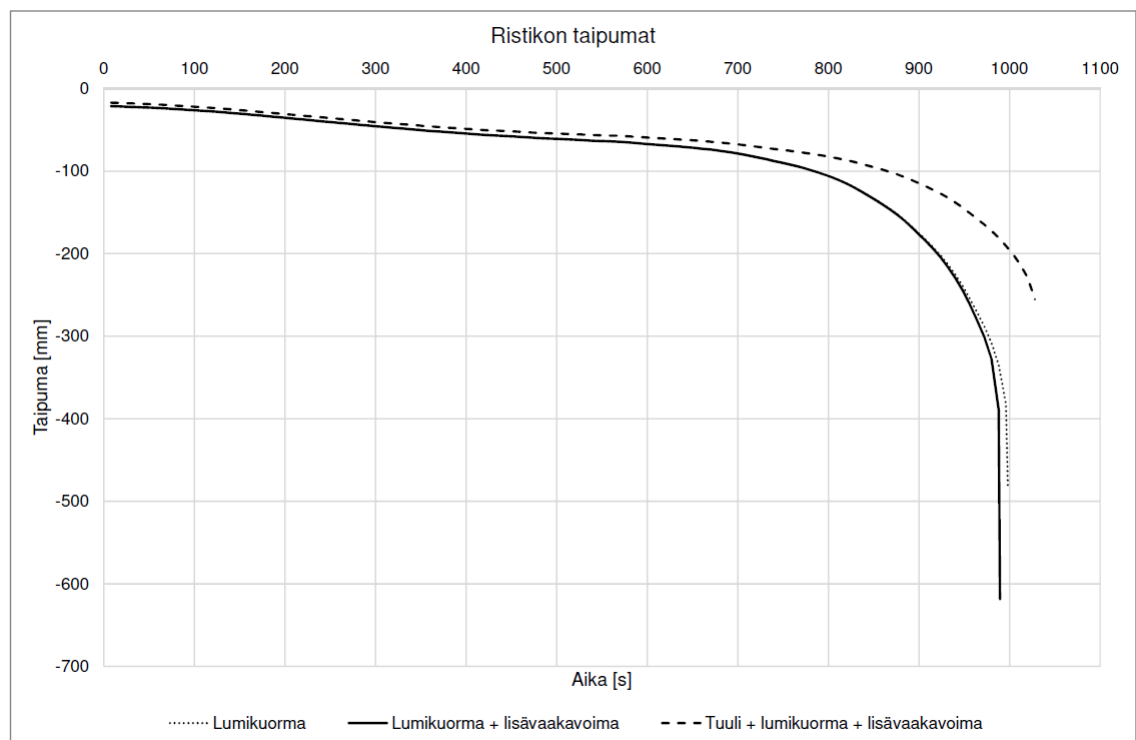
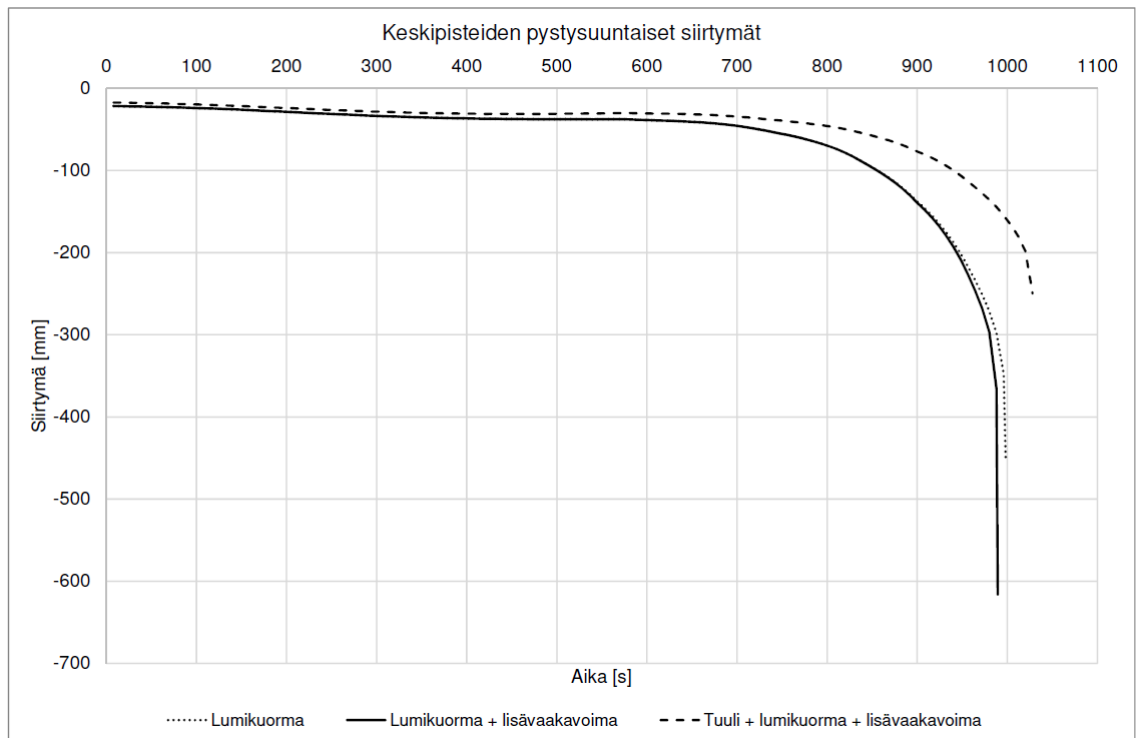


LIITE B: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ STANDARDIPALLOSSA

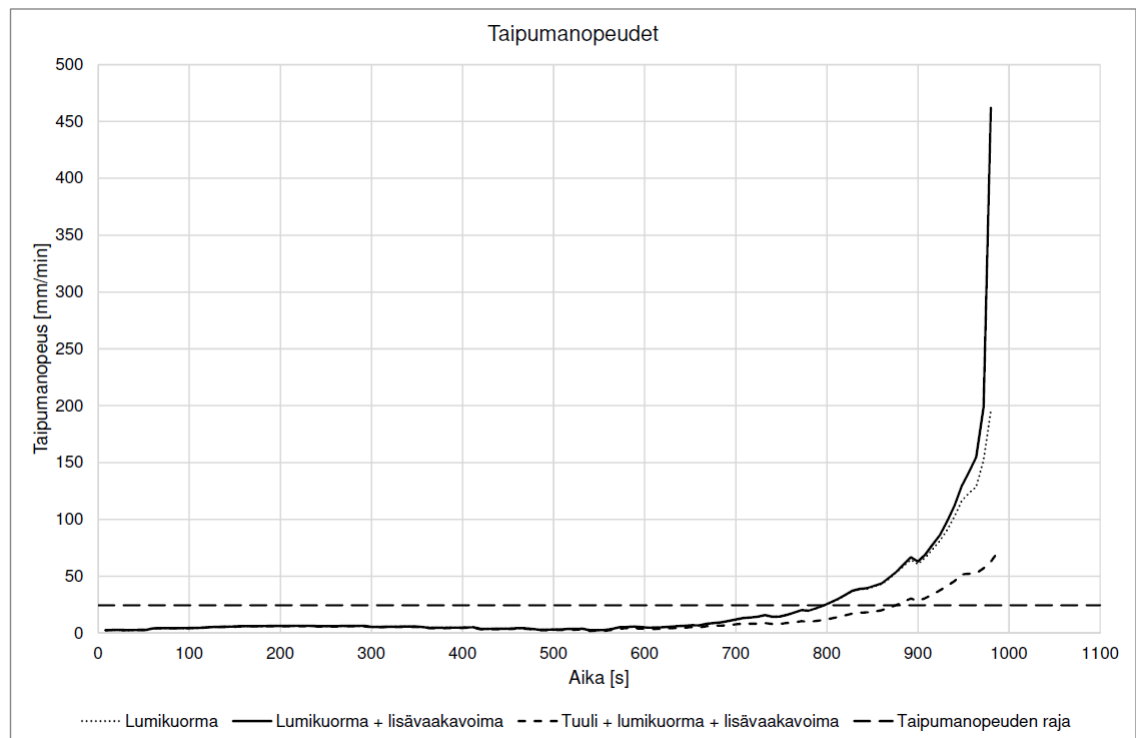
Testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeus ja taipumanopeuden raja-arvo kyseiselle rakenteelle on esitettyä alla olevassa kuvassa. Taipumanopeuden raja-arvoksi kyseiselle rakenteelle saadaan 24,44 mm/min. Taipumanopeus on laskettu käytämällä ristikon taipumaa, jossa on otettu huomioon pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus. Kuormitustapauksena oma paino + lumi + lisävaakavoima.



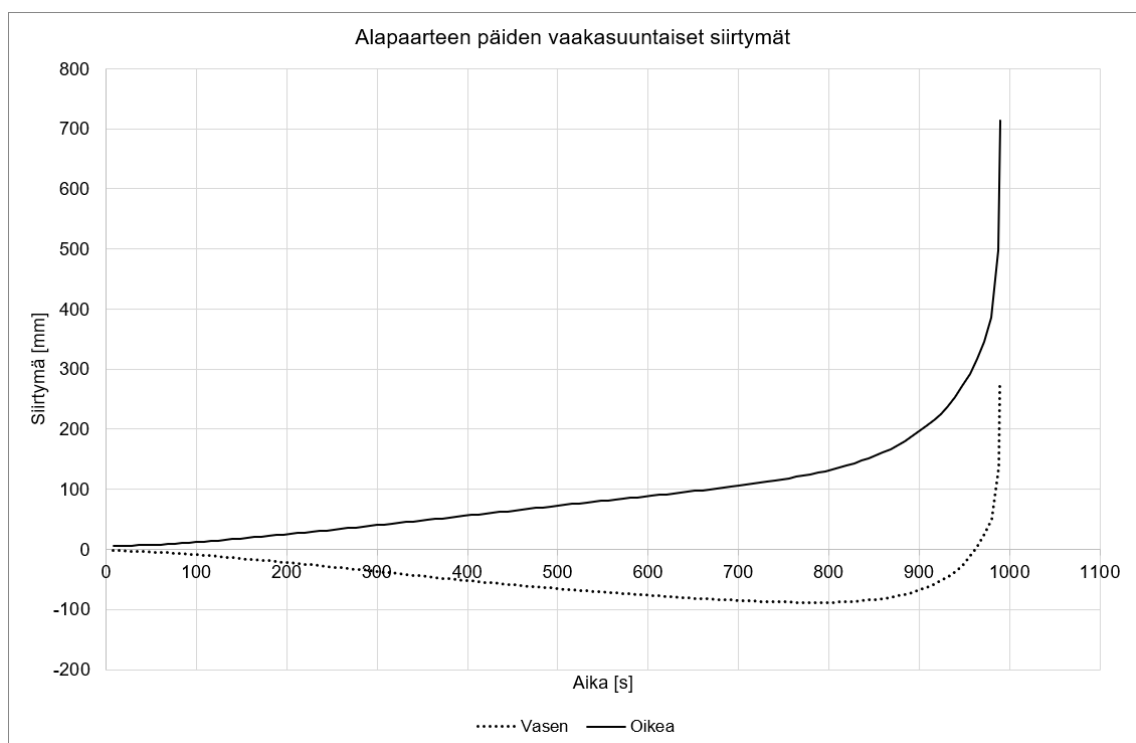
Alla olevissa kuvissa on esitetty ristikon keskipisteen absoluuttisen siirtymän sekä ristikon taipuman kuvaajia eri kuormitustapauksissa. Kuvaajat on nimetty kuviin kuormitustapaukseen rakenteen oman painon lisäksi sisältyvien kuormitusten mukaisesti.



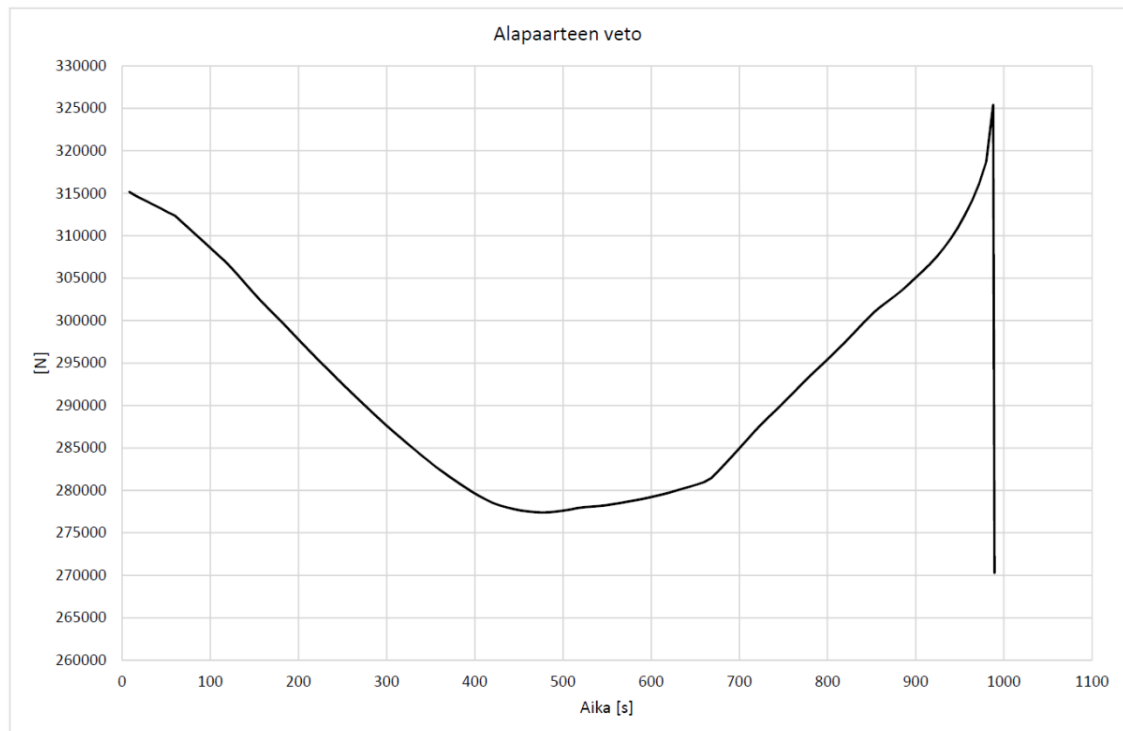
Alla olevassa kuvassa on esitetty taipumanopeuksien kuvaajat eri kuormitustapauksilla.



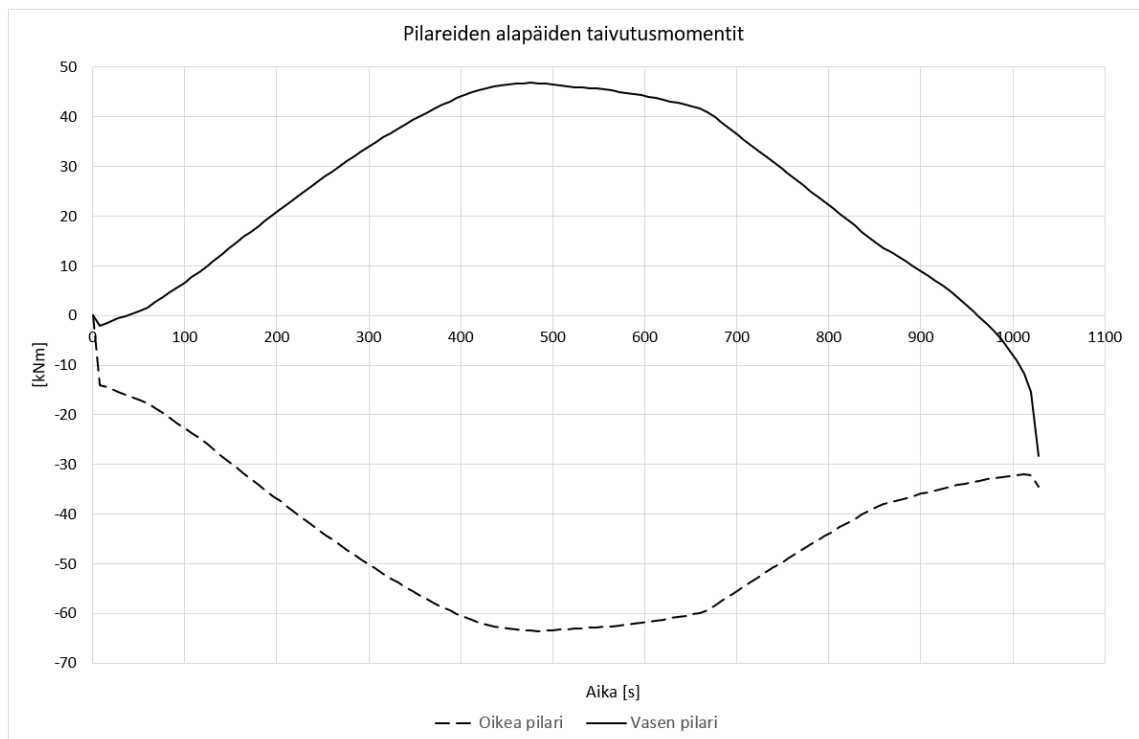
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteen päiden vaakasuuntaiset siirtymät kuormitustapauksesta, jossa omapaino + lumikuorma + lisävaakavoima.



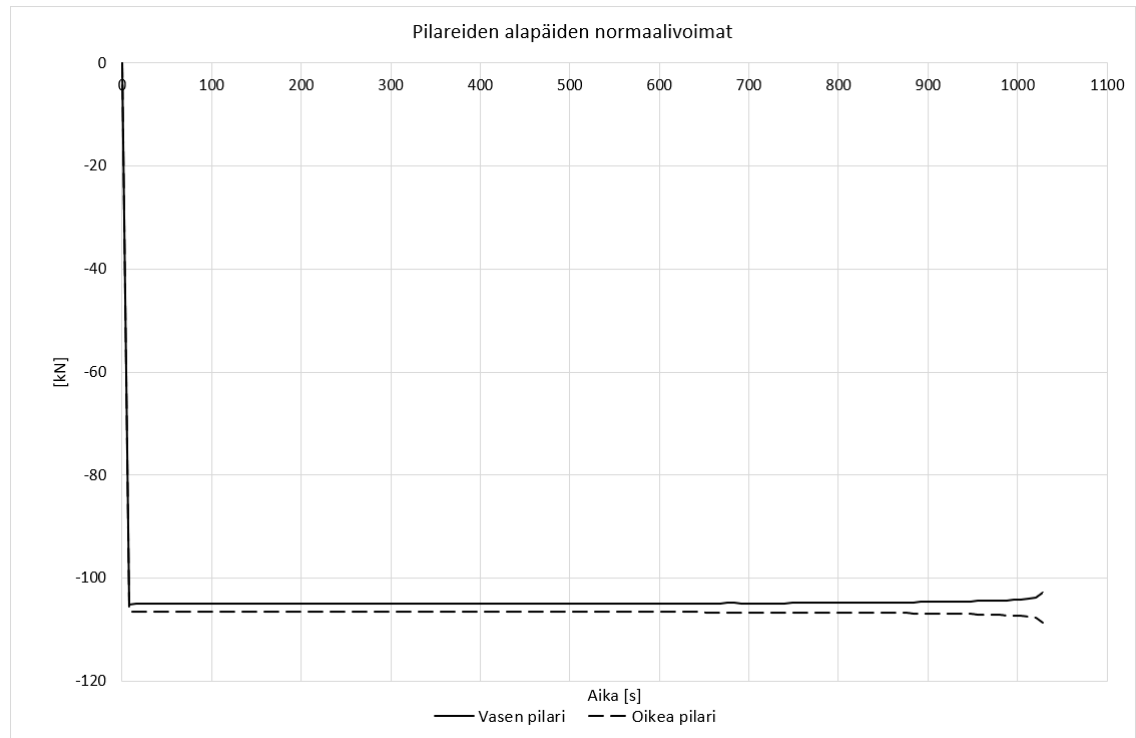
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteen vedon kuvaaja, jossa kuormituksena on omapaino + lumikuorma + lisävaakavoima.



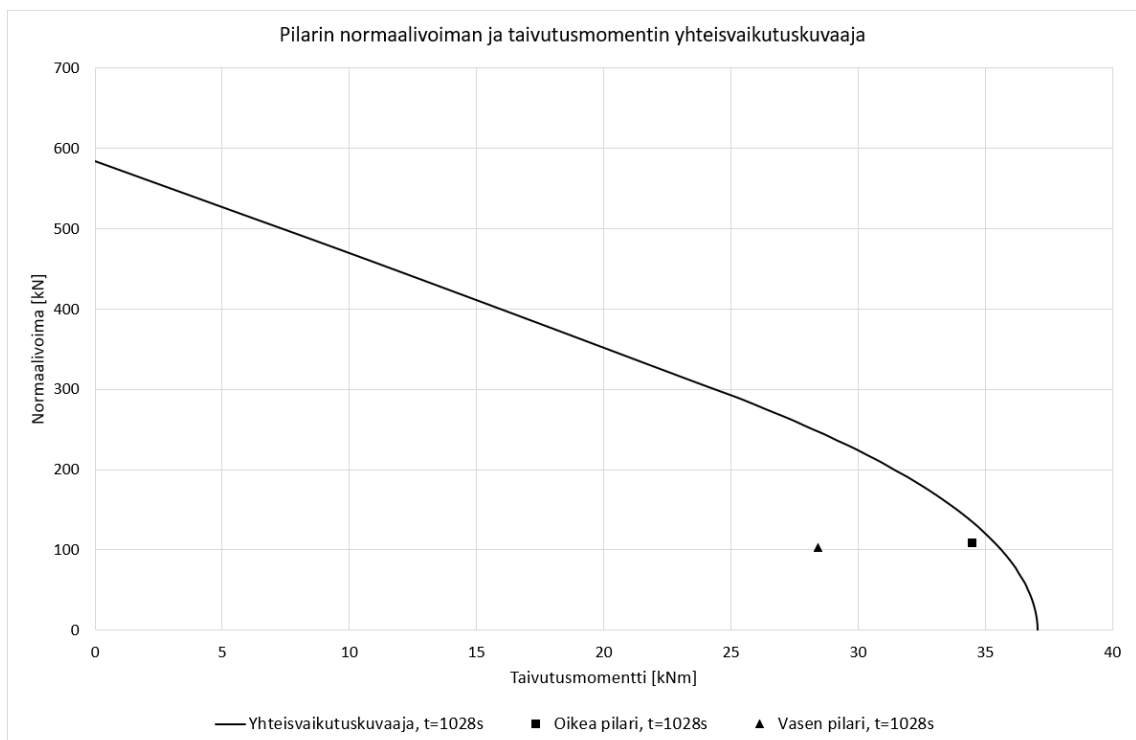
Alla olevassa kuvassa on esitetty pilareiden alapäiden taivutusmomenttikuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.



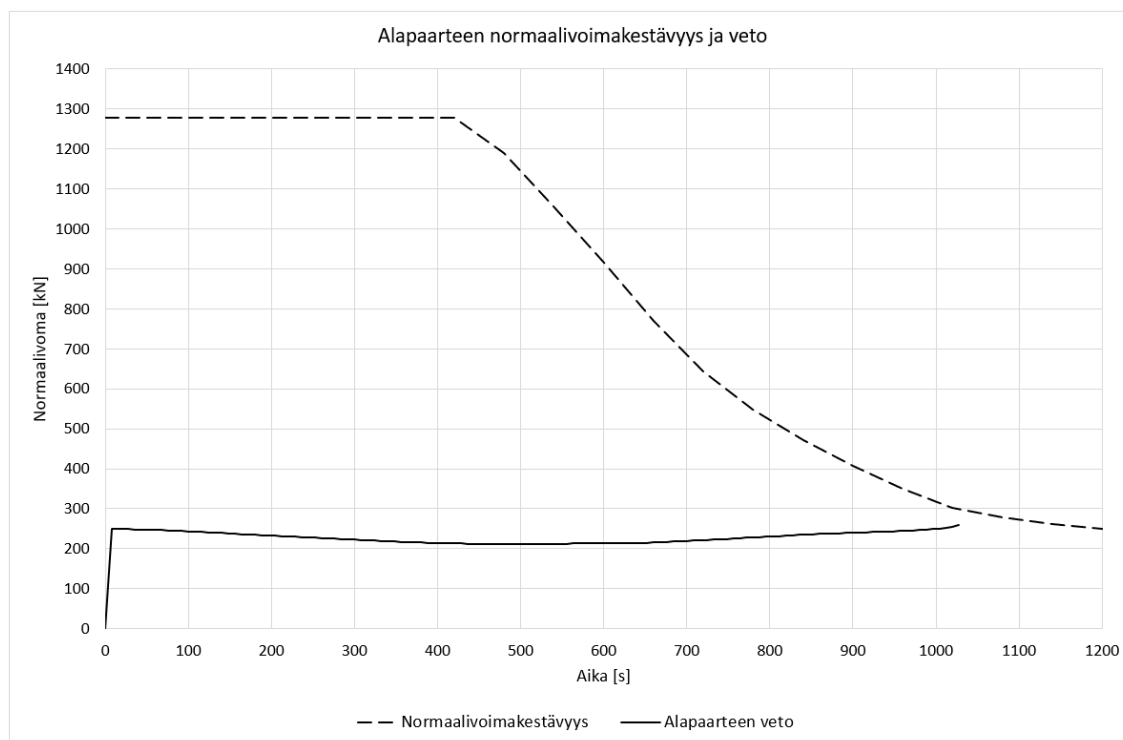
Alla olevassa kuvassa on esitetty pilareiden alapäiden normaalivoimakuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.



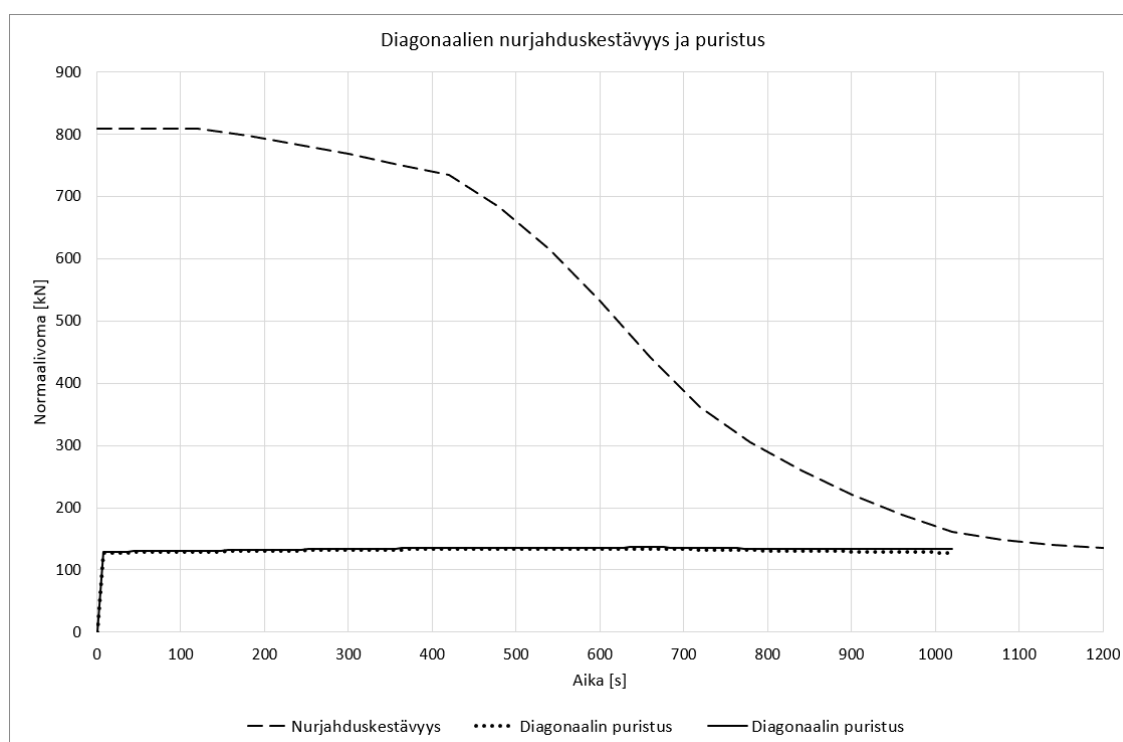
Alla olevassa kuvassa on esitetty pilareiden alapäiden taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuskuvaaja ajanhetkellä t=1028 sekuntia. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.



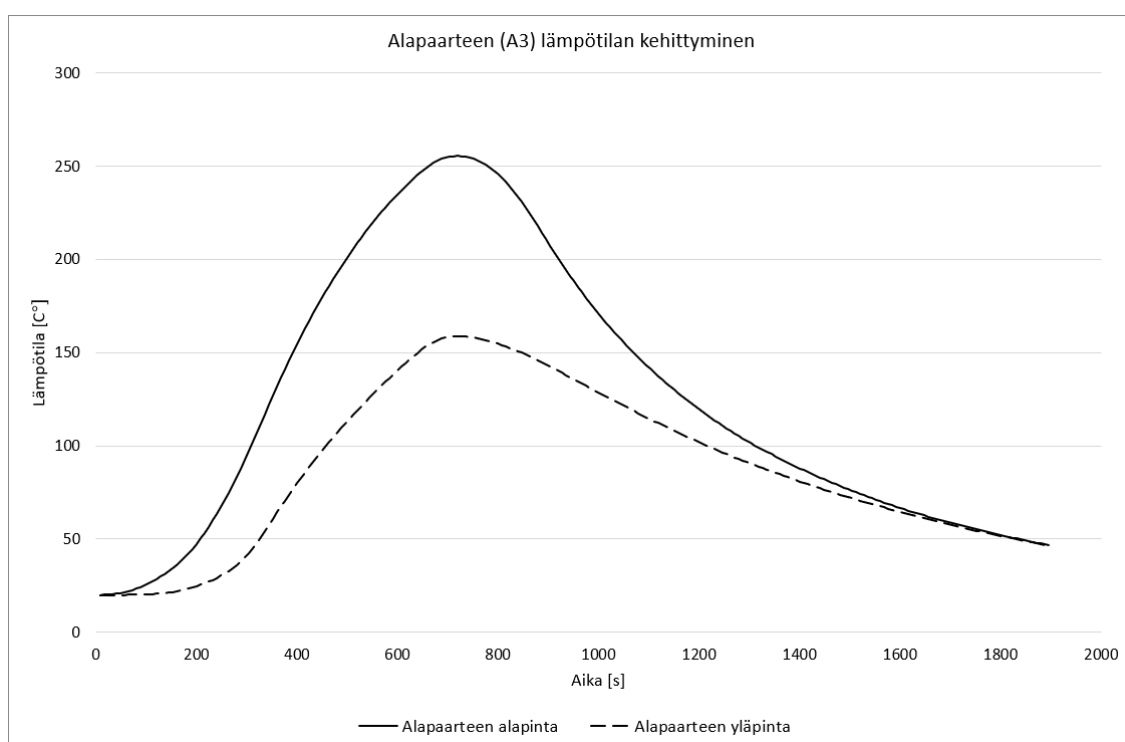
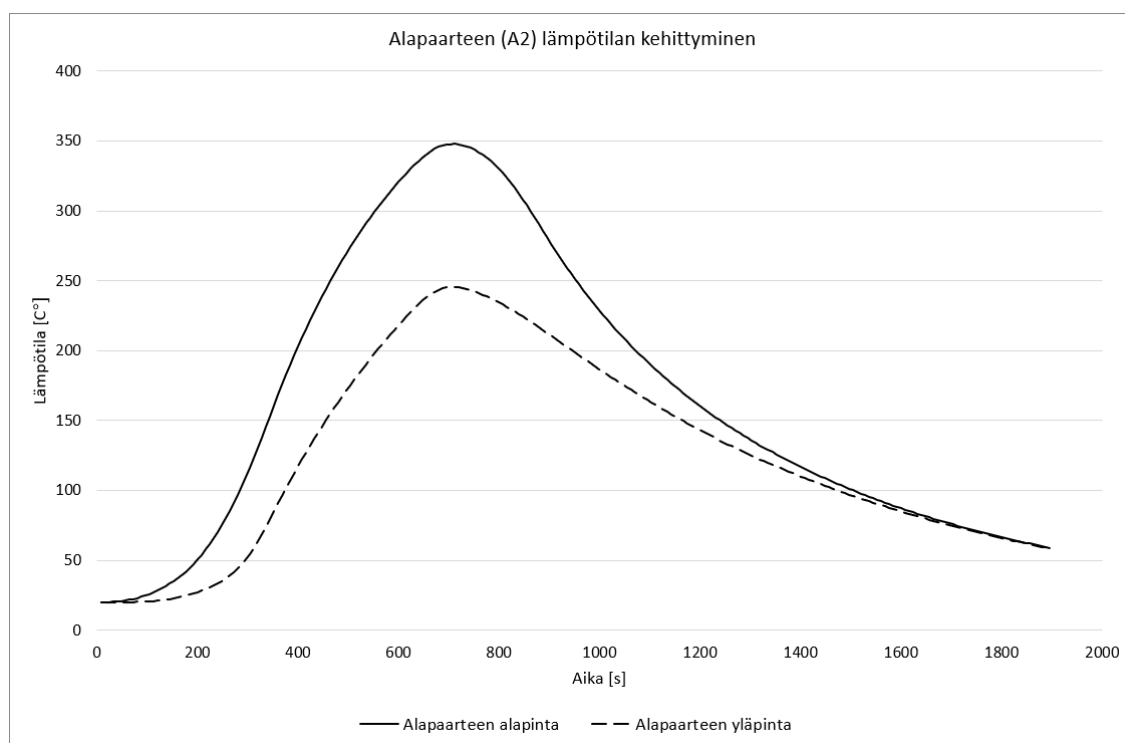
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteen vedon ja normaalivoimakestävyyden kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.

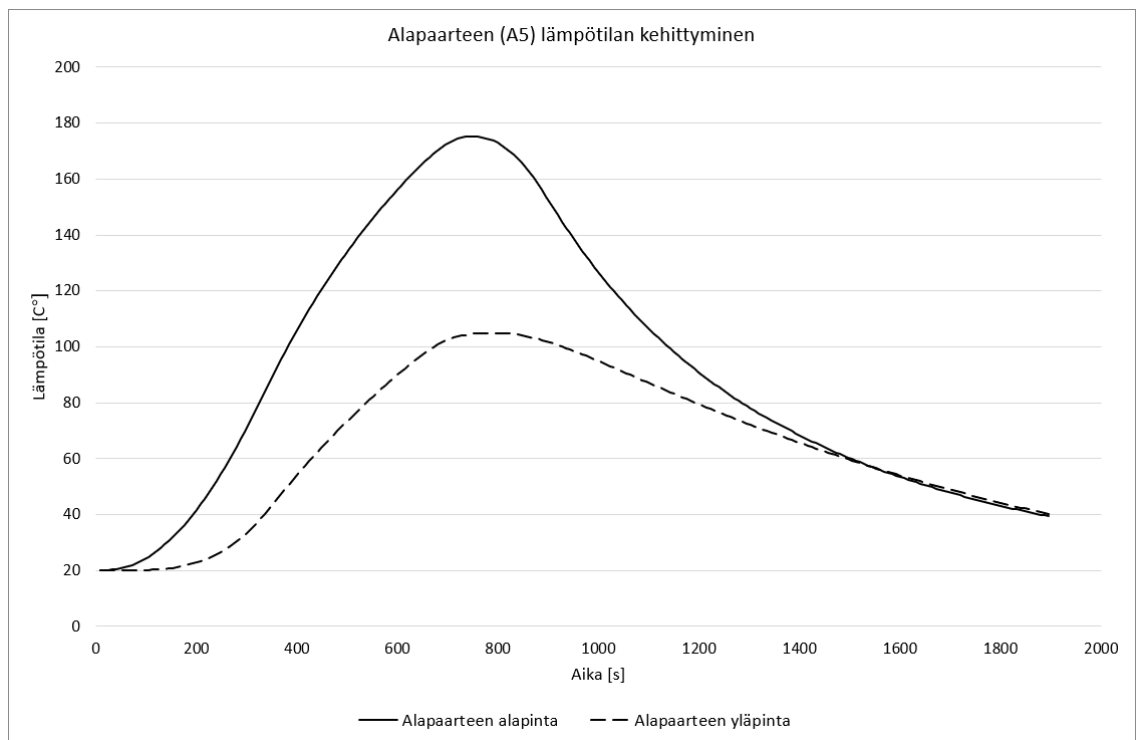
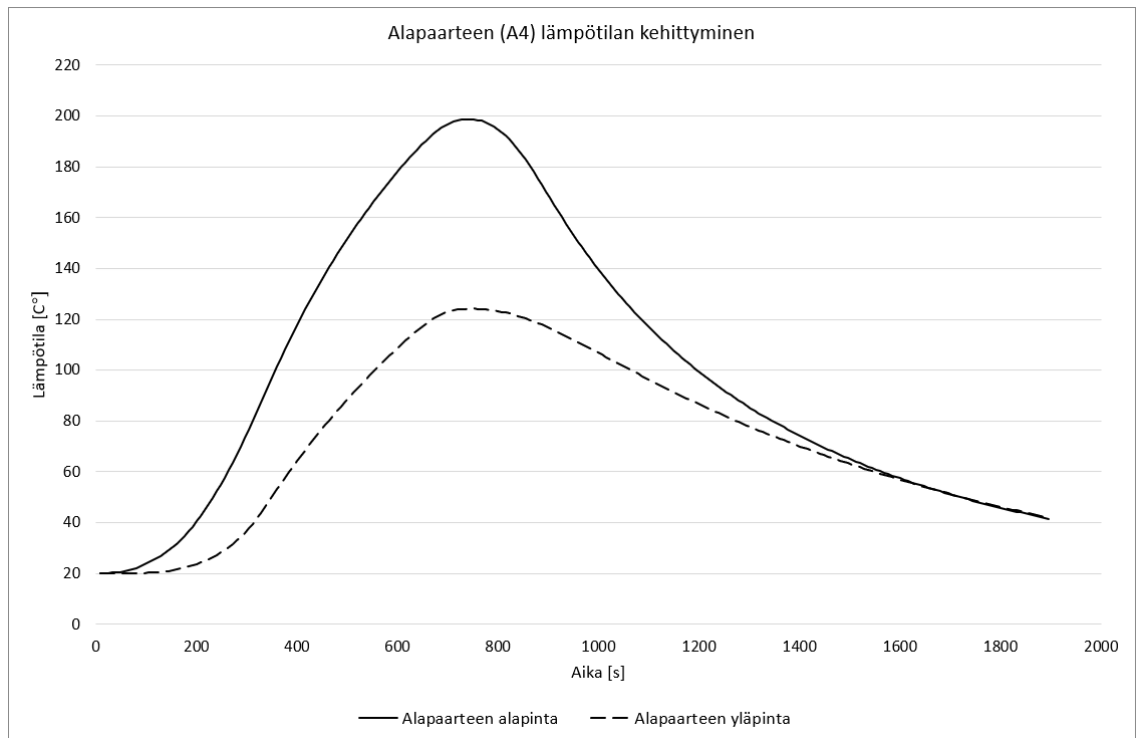


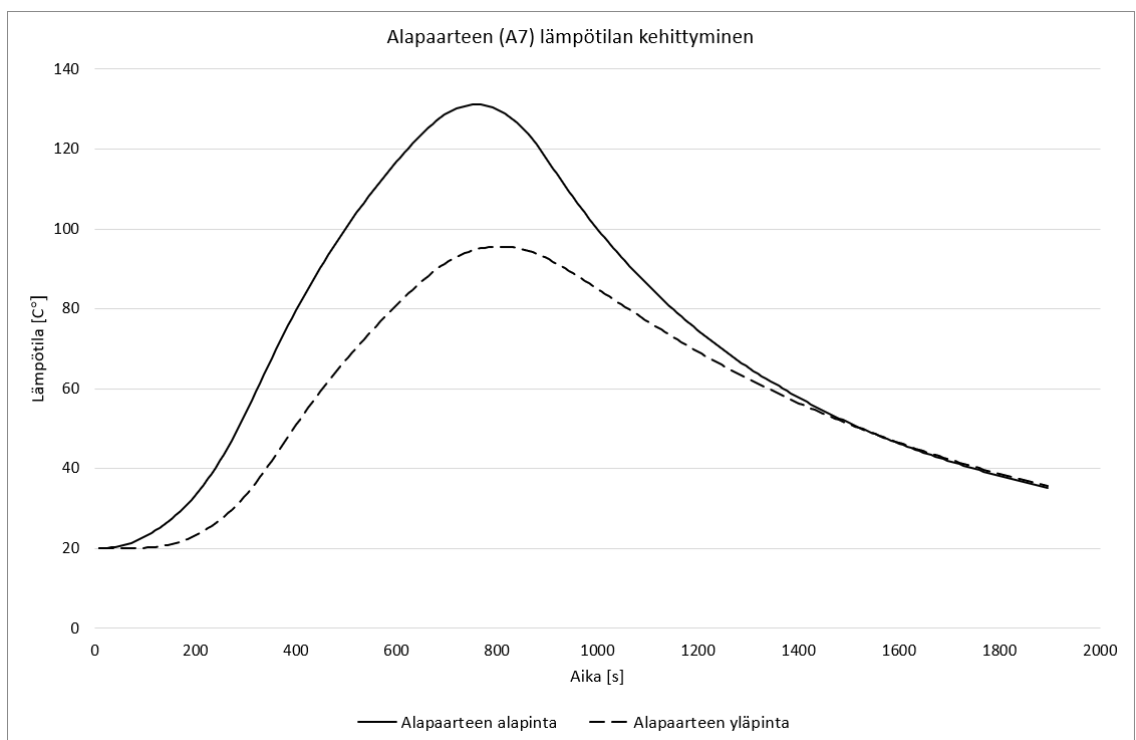
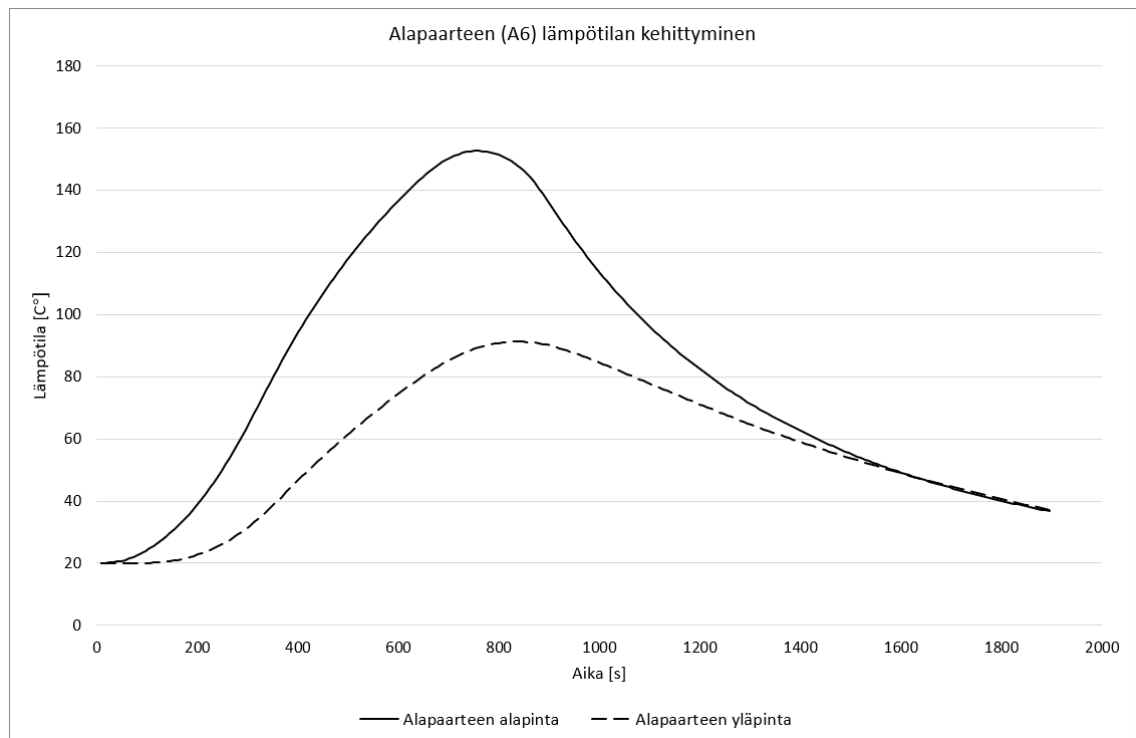
Alla olevassa kuvassa on esitetty reunimmaisten diagonaalien puristuksen ja normaalivoimakestävyyden kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.

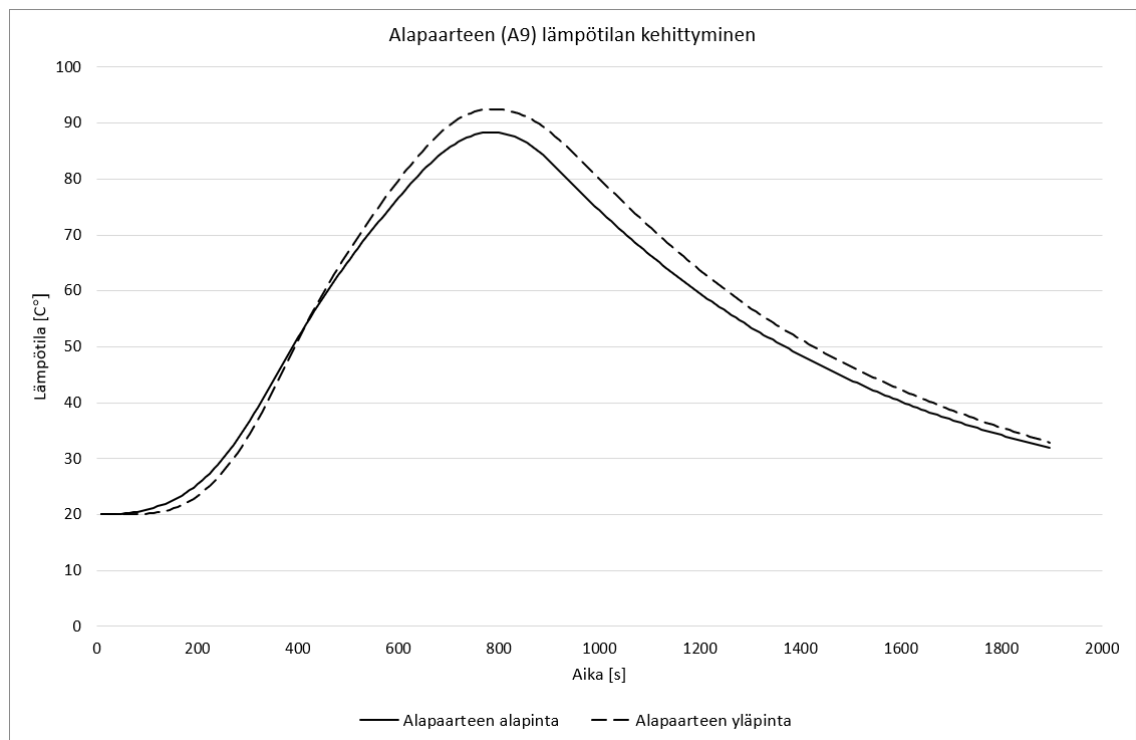
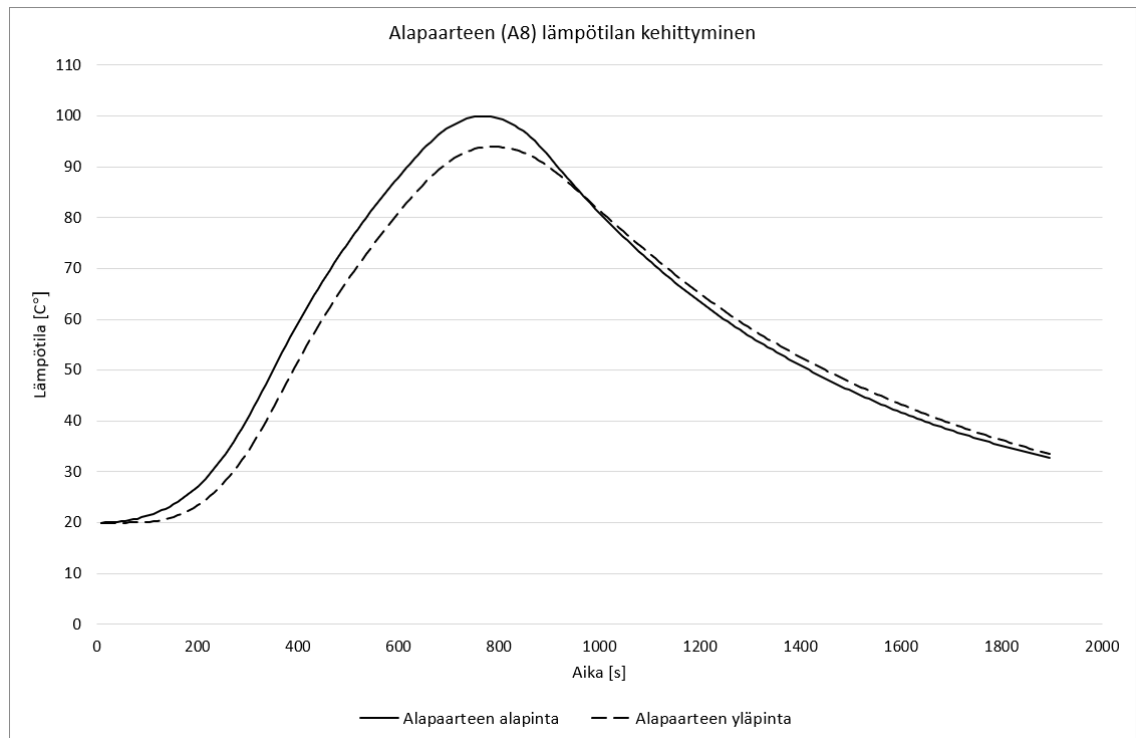


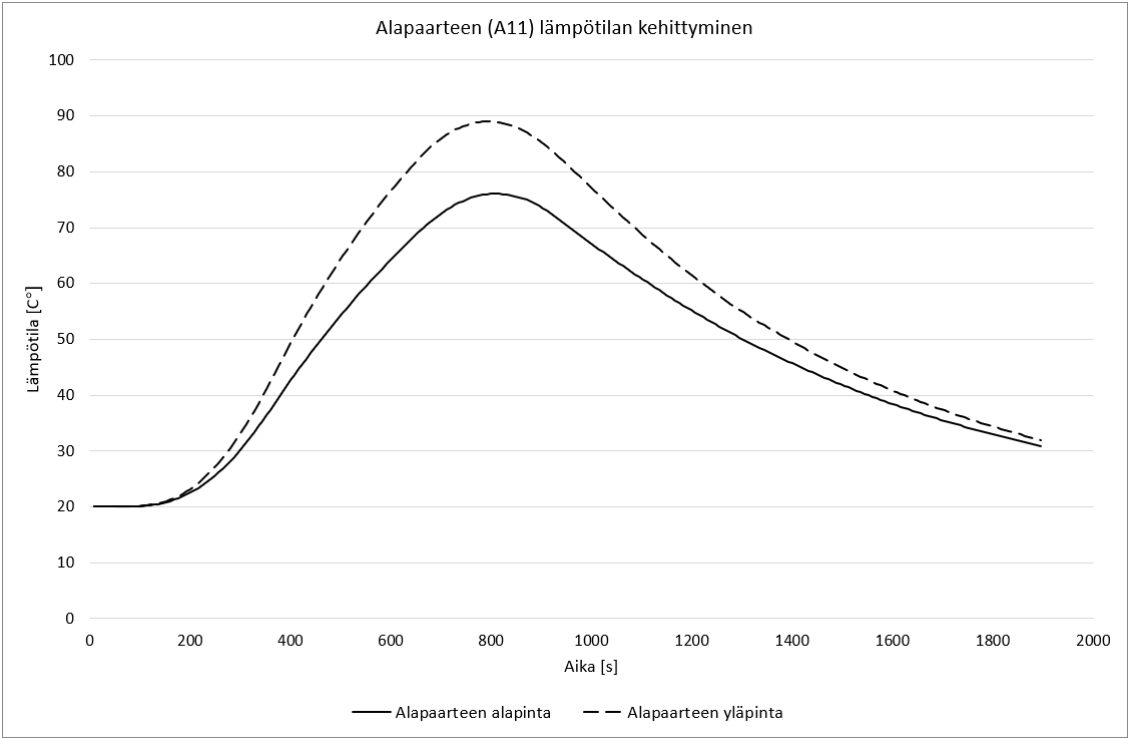
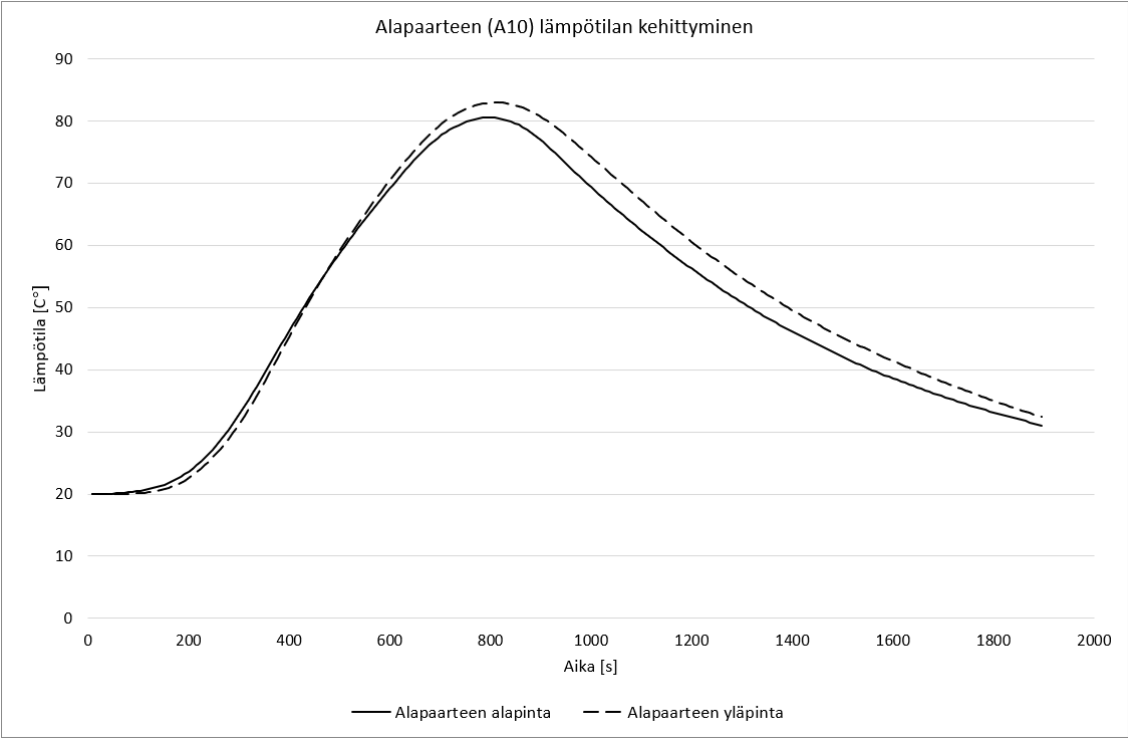
LIITE C: PROFIILIEN LÄMPÖTILOJEN KEHITTYMINEN PAIKALLISEN PALON TAPAUKSESSA, PALO KESKELLÄ

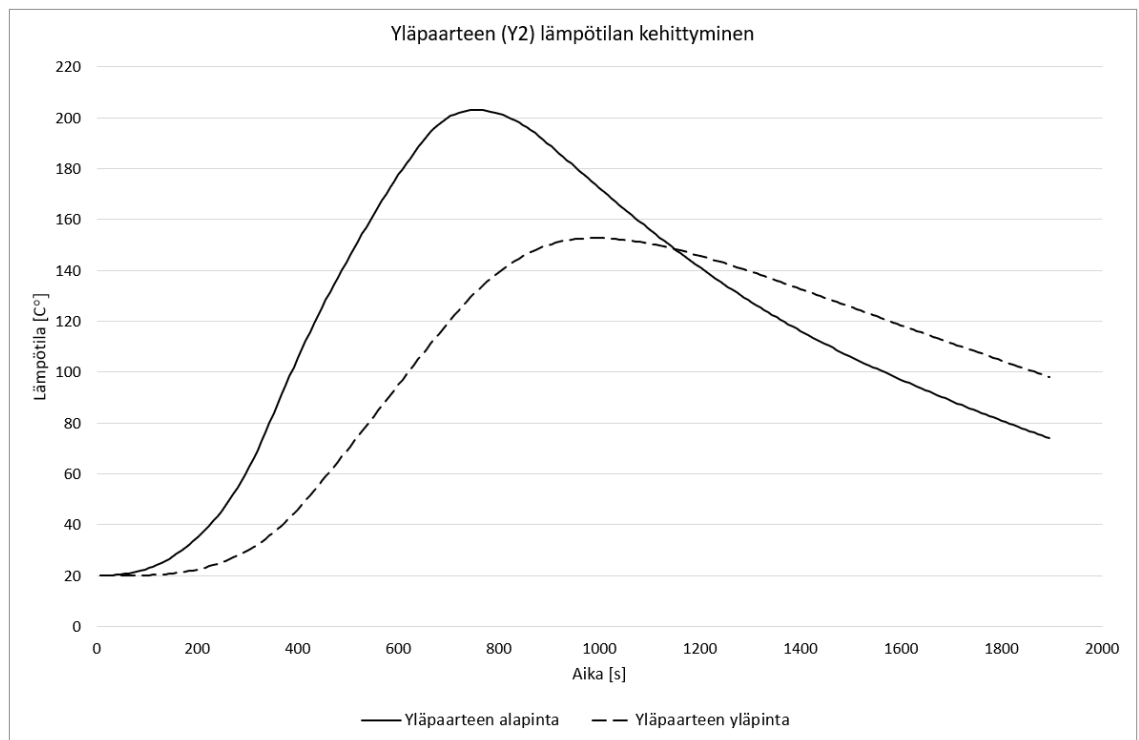
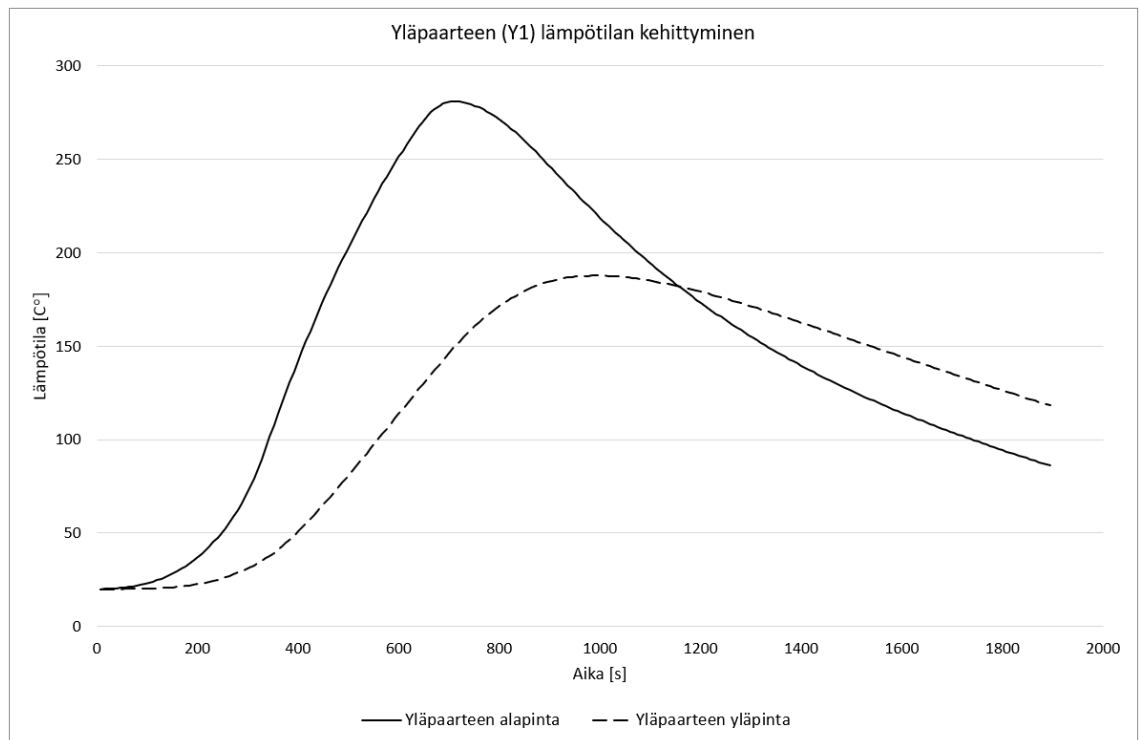


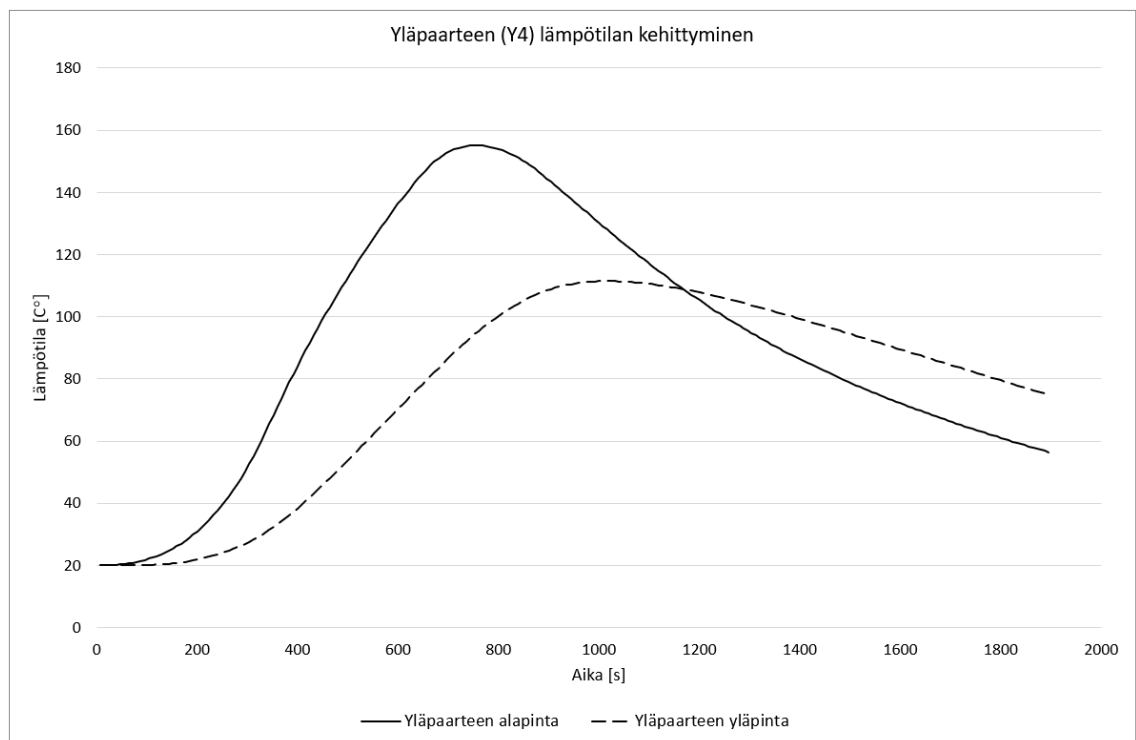
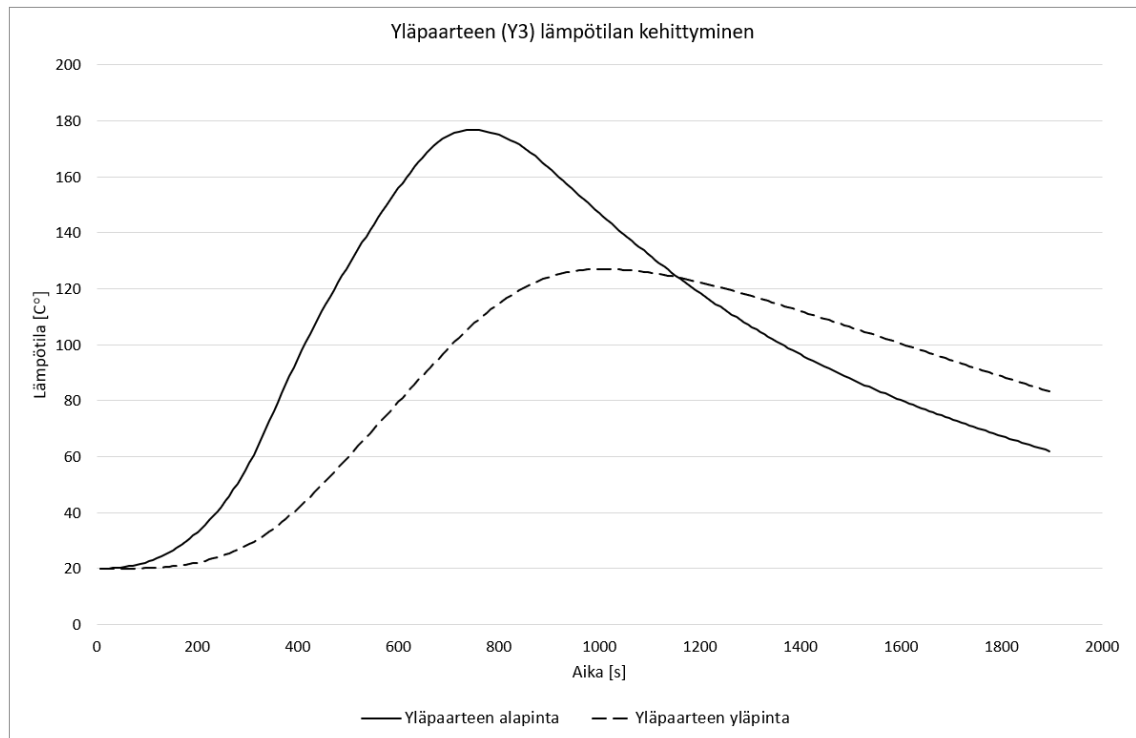


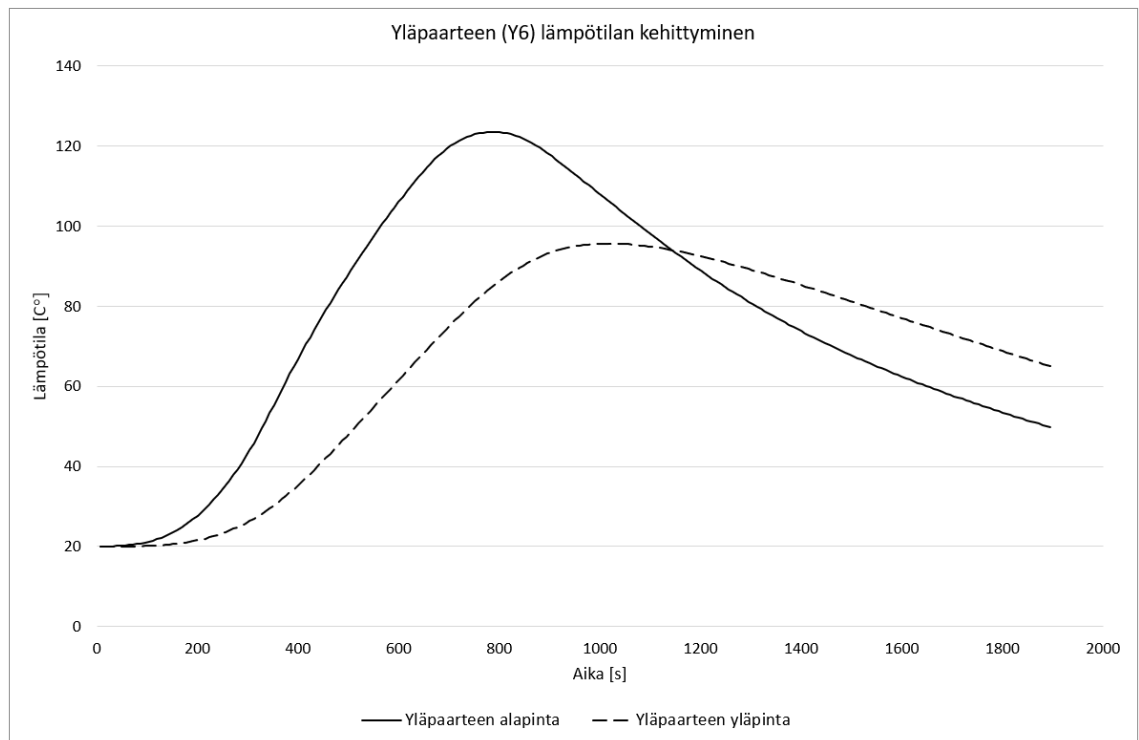
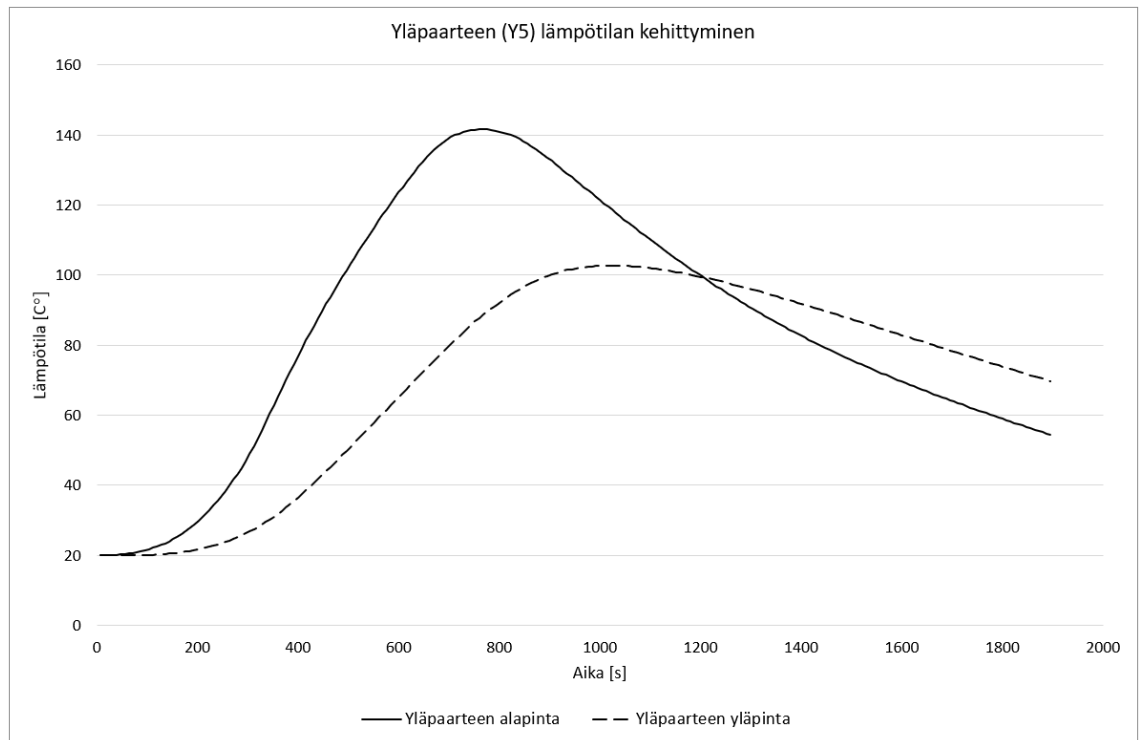


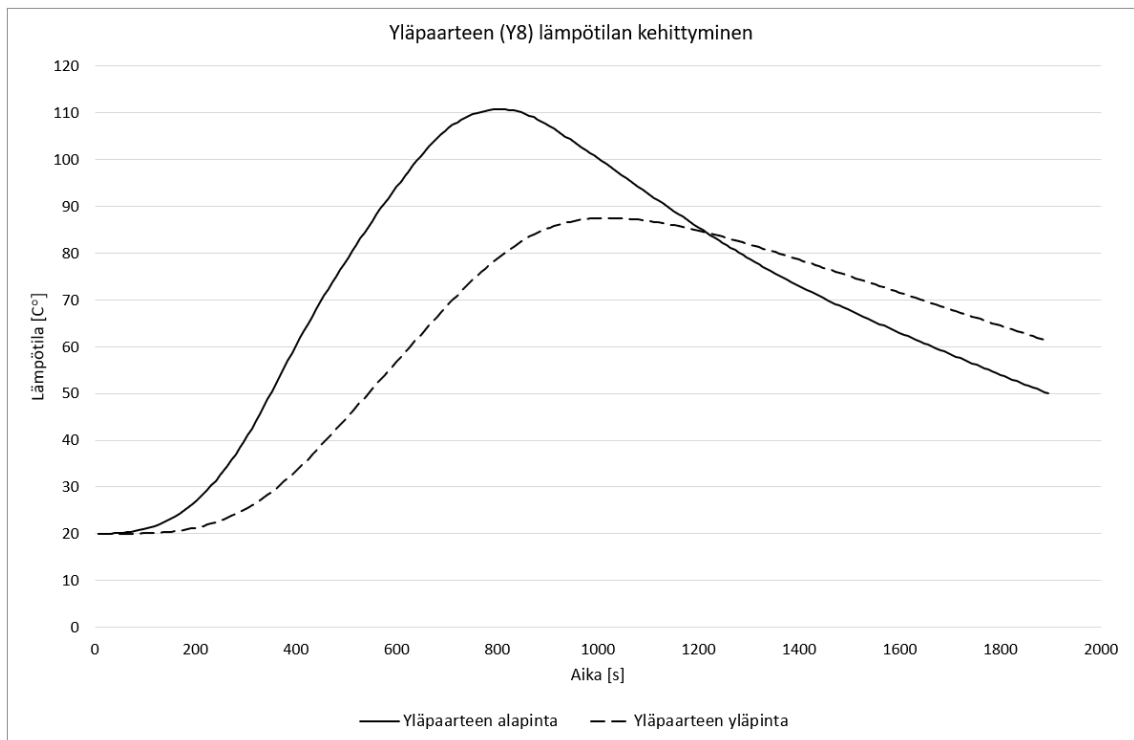
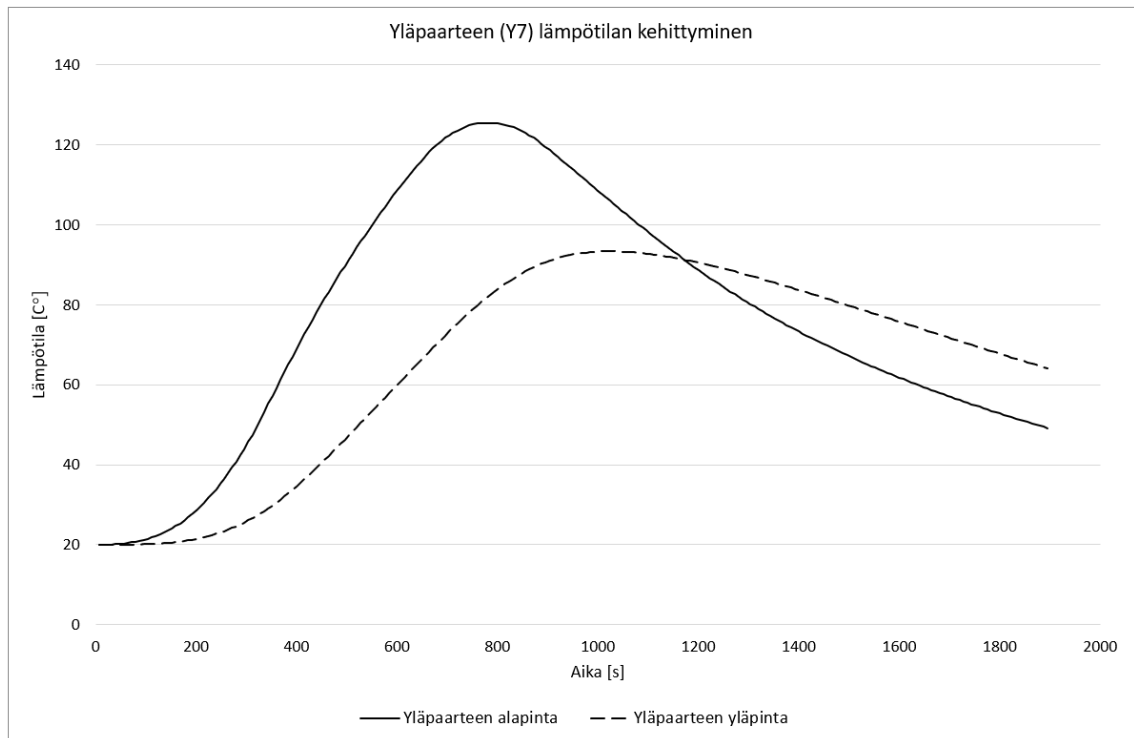


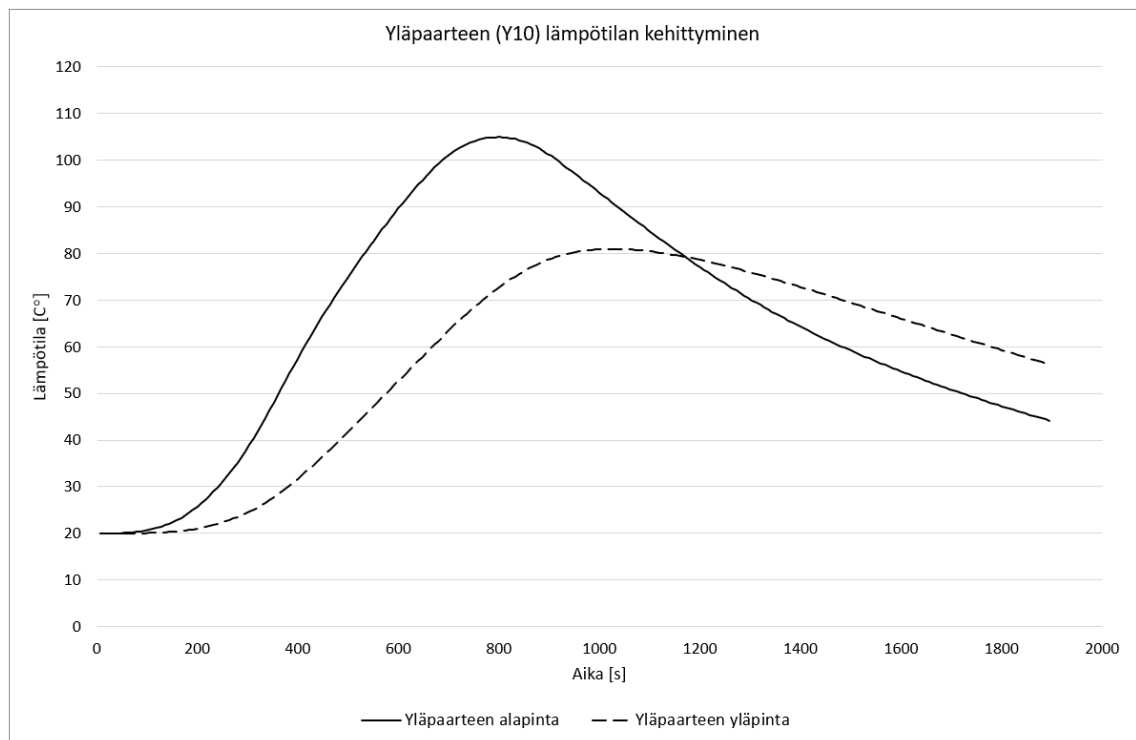
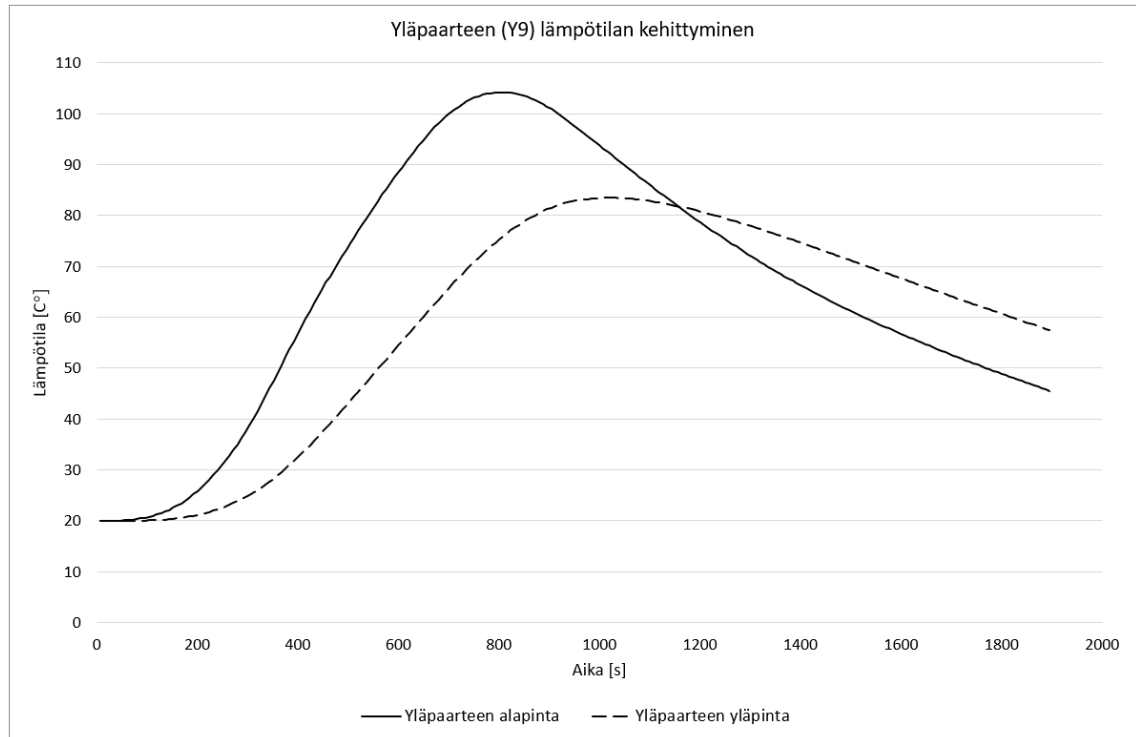


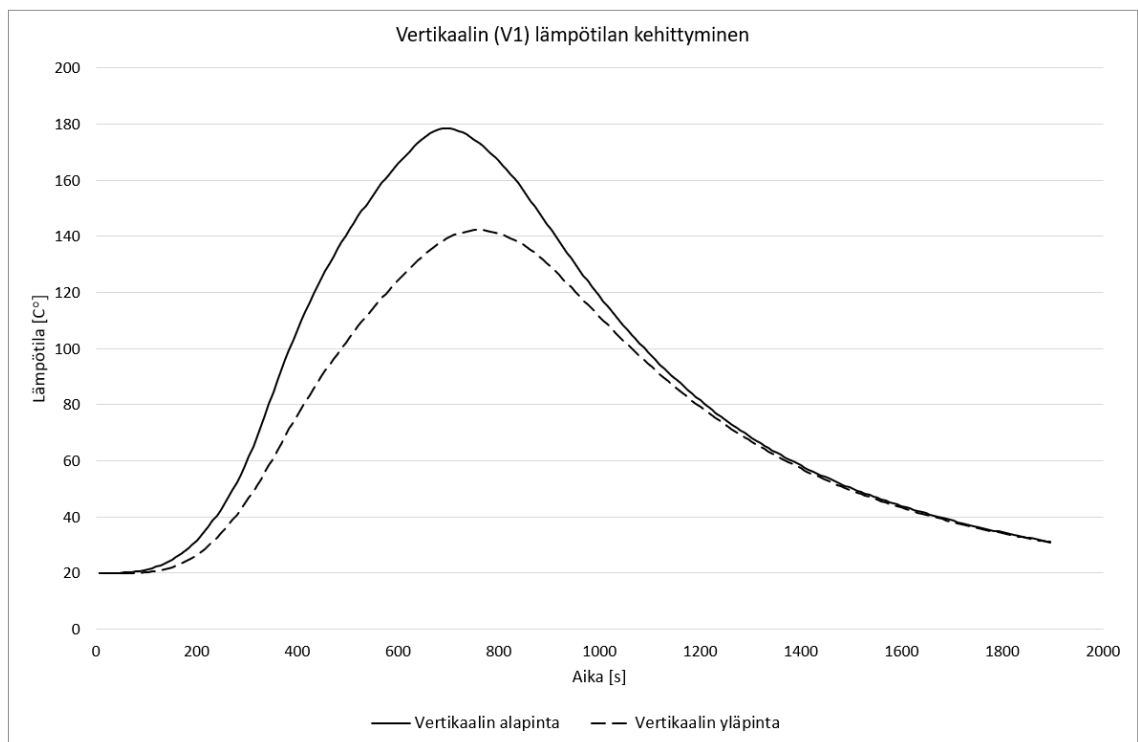
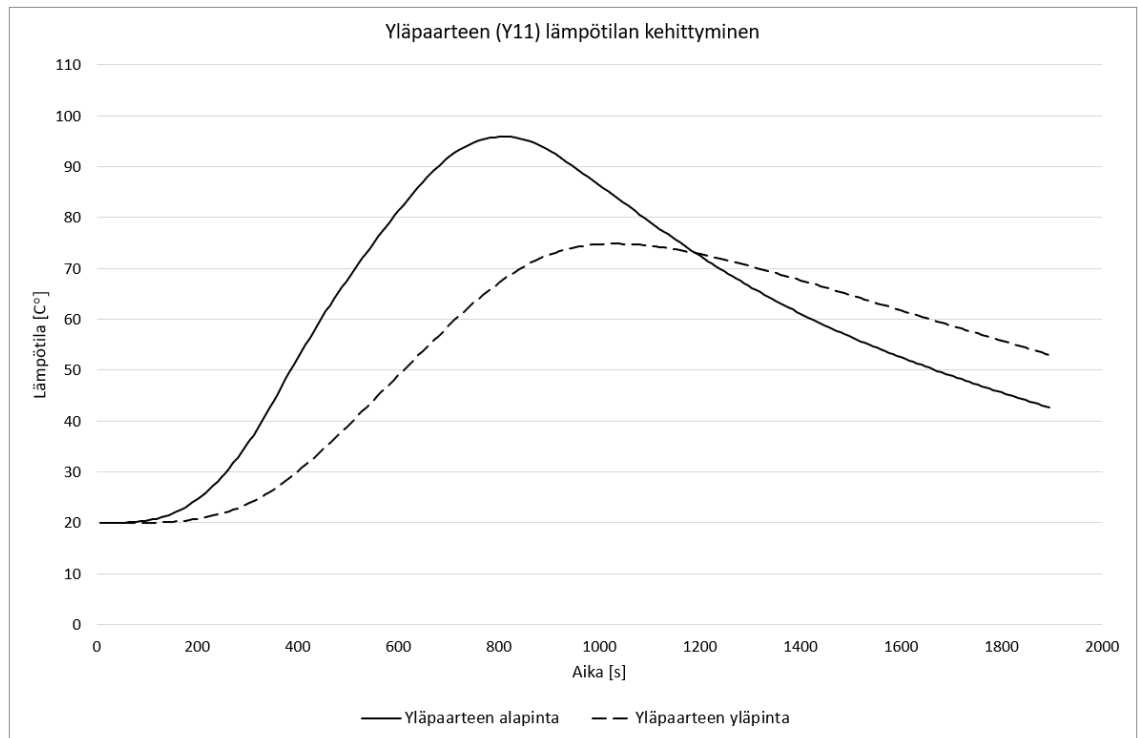


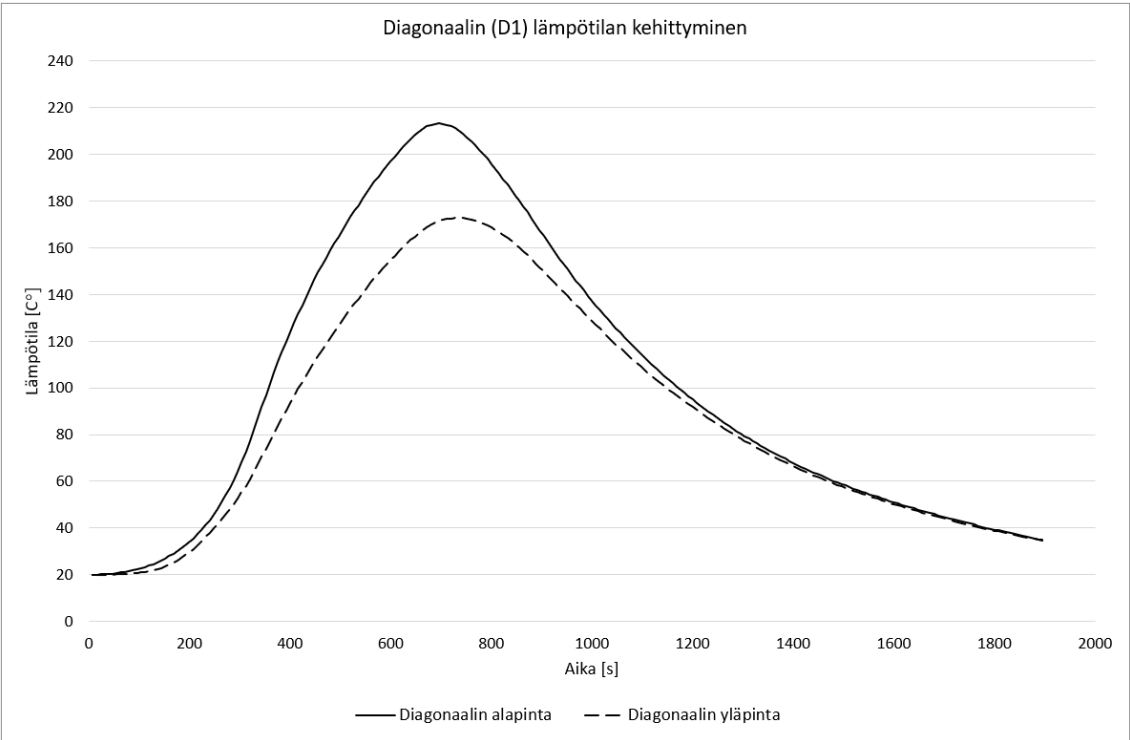
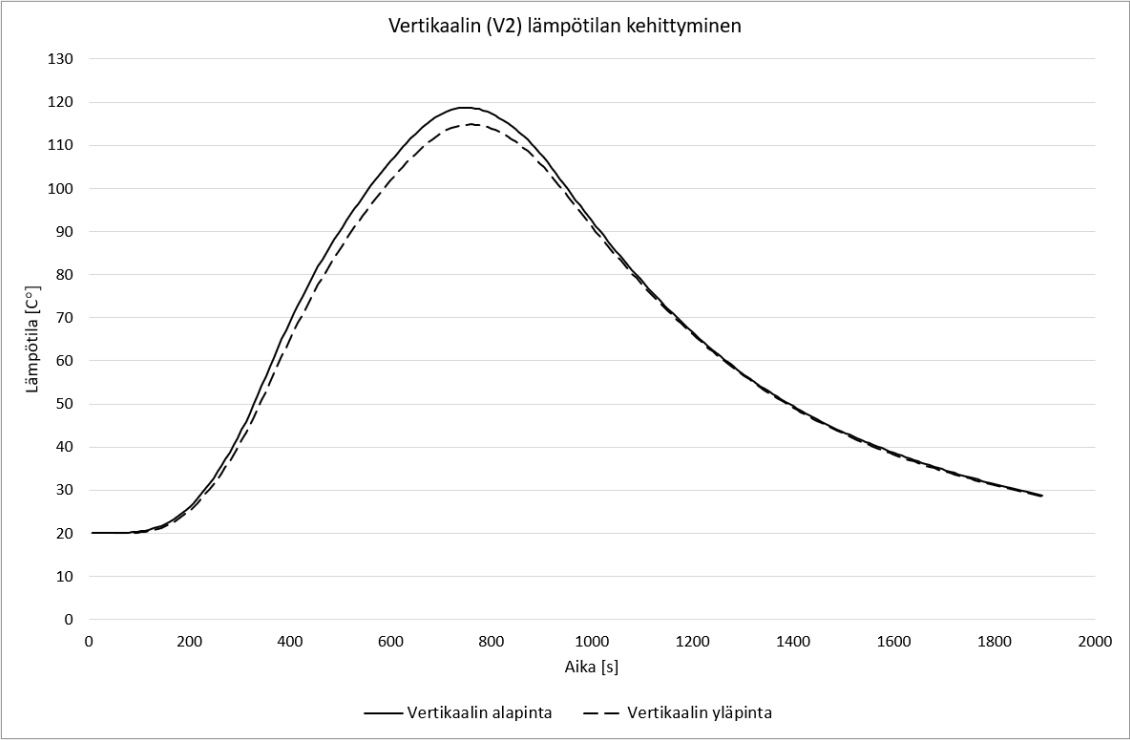


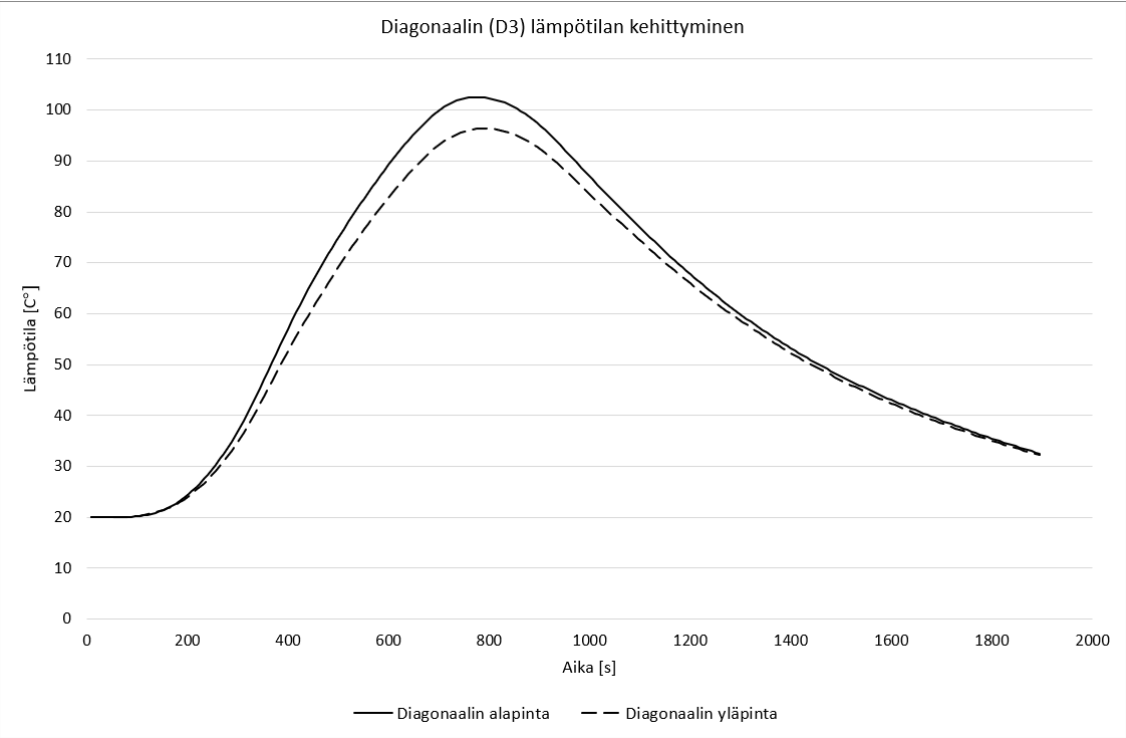
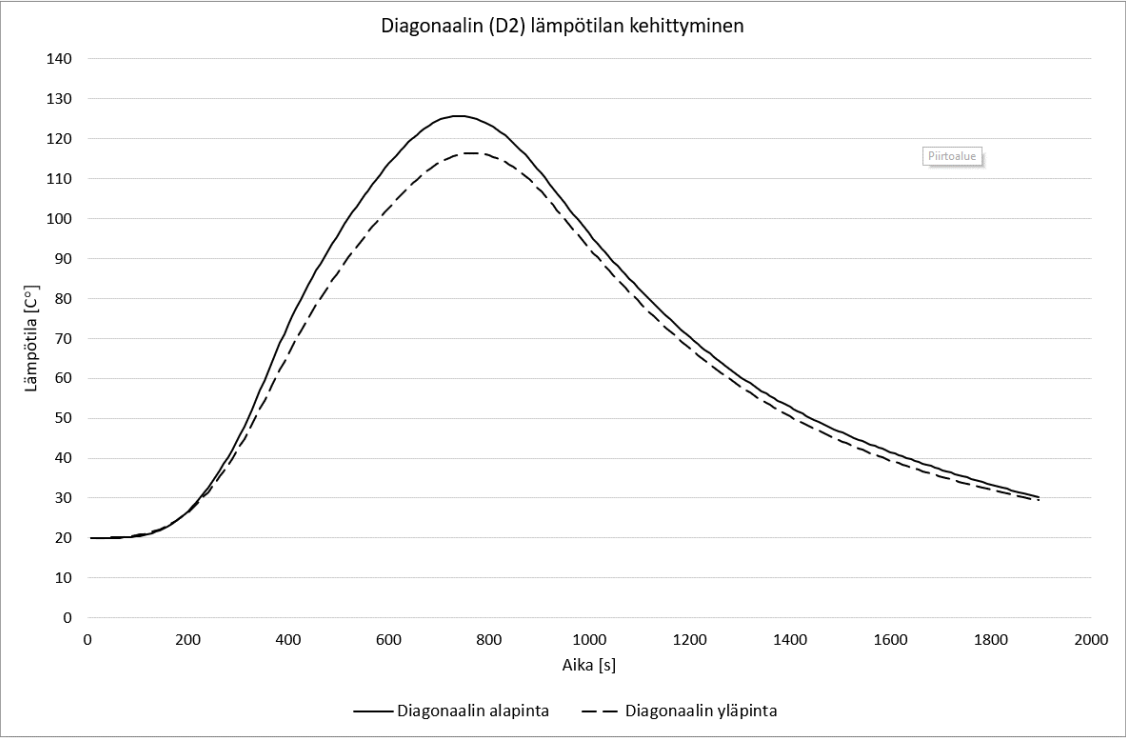


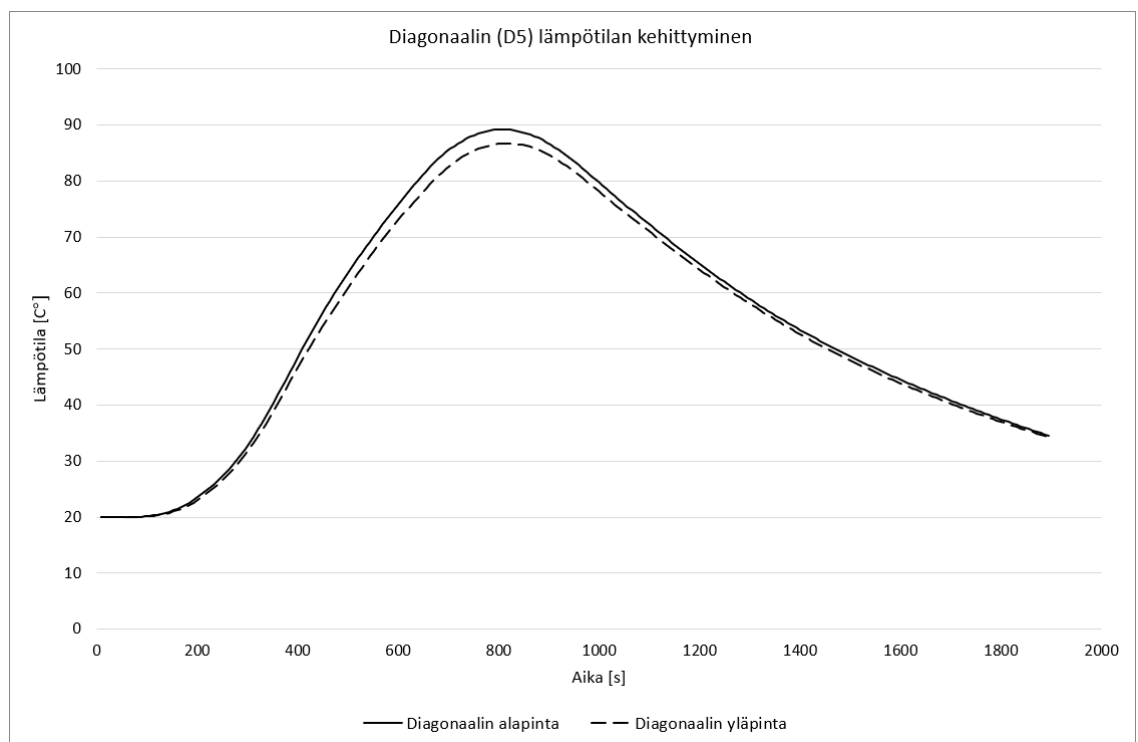
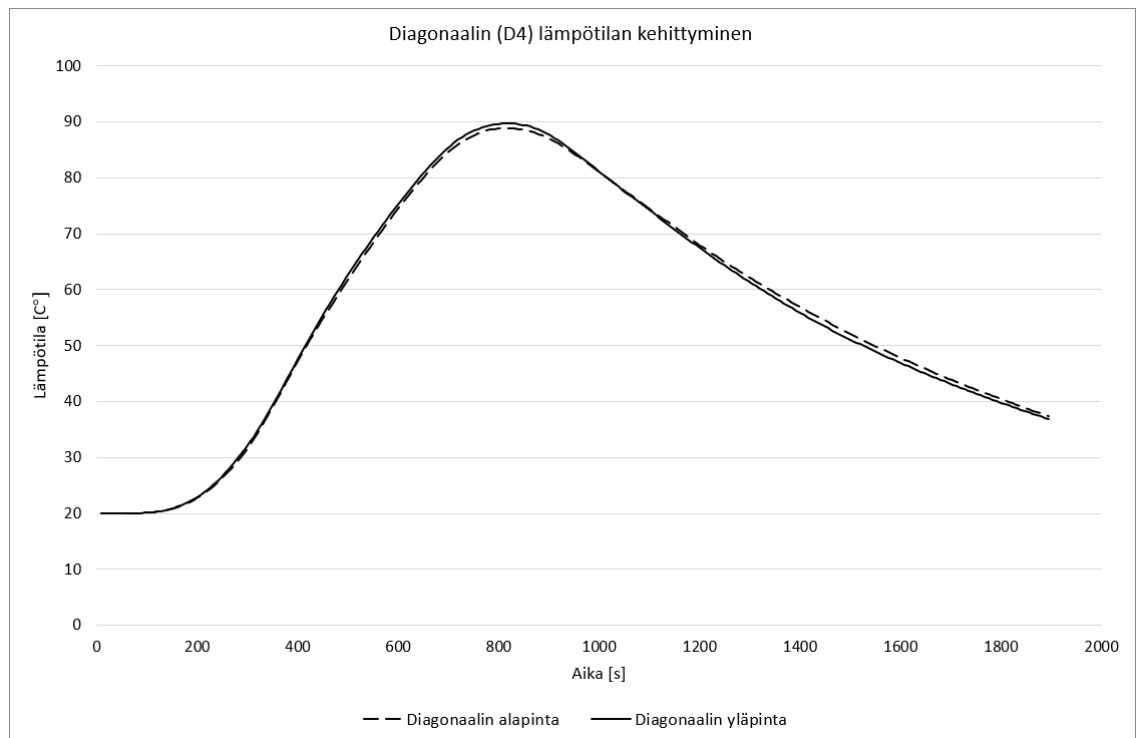


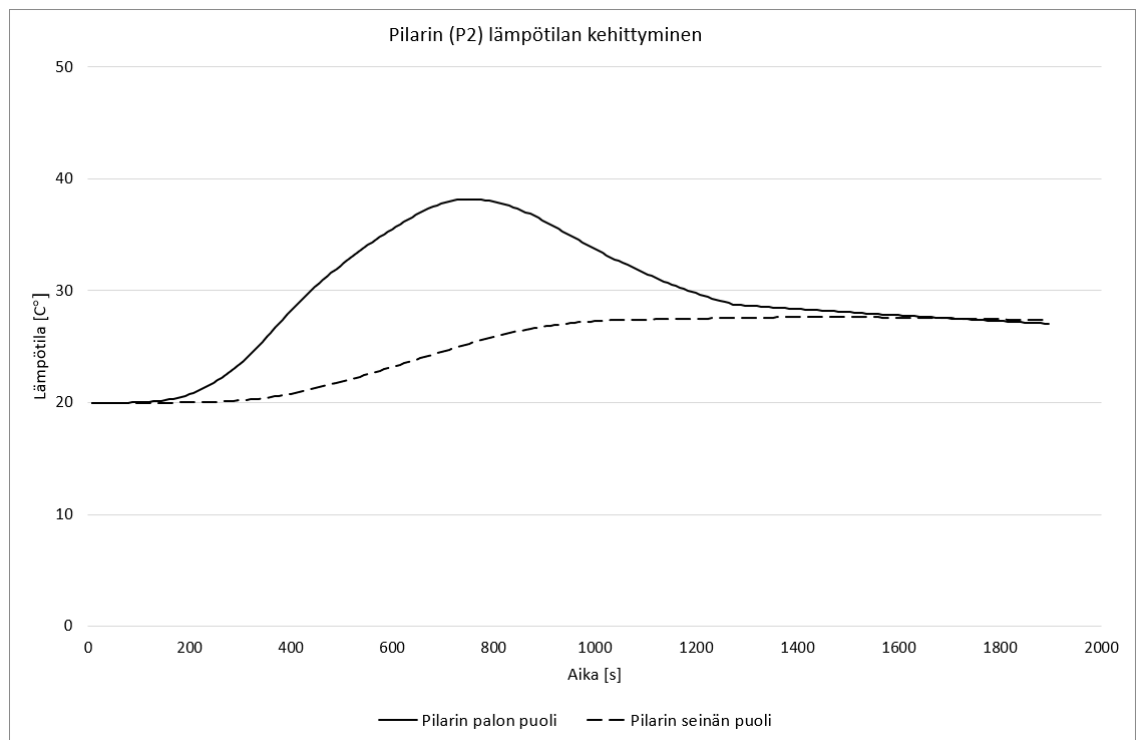
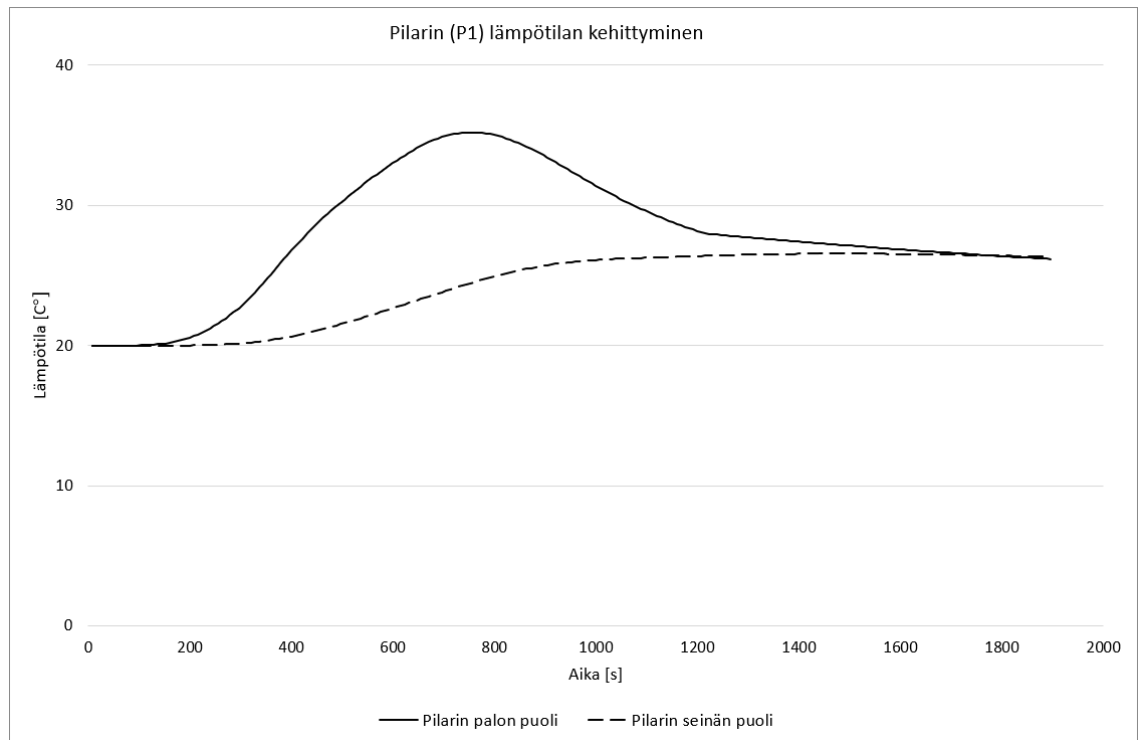


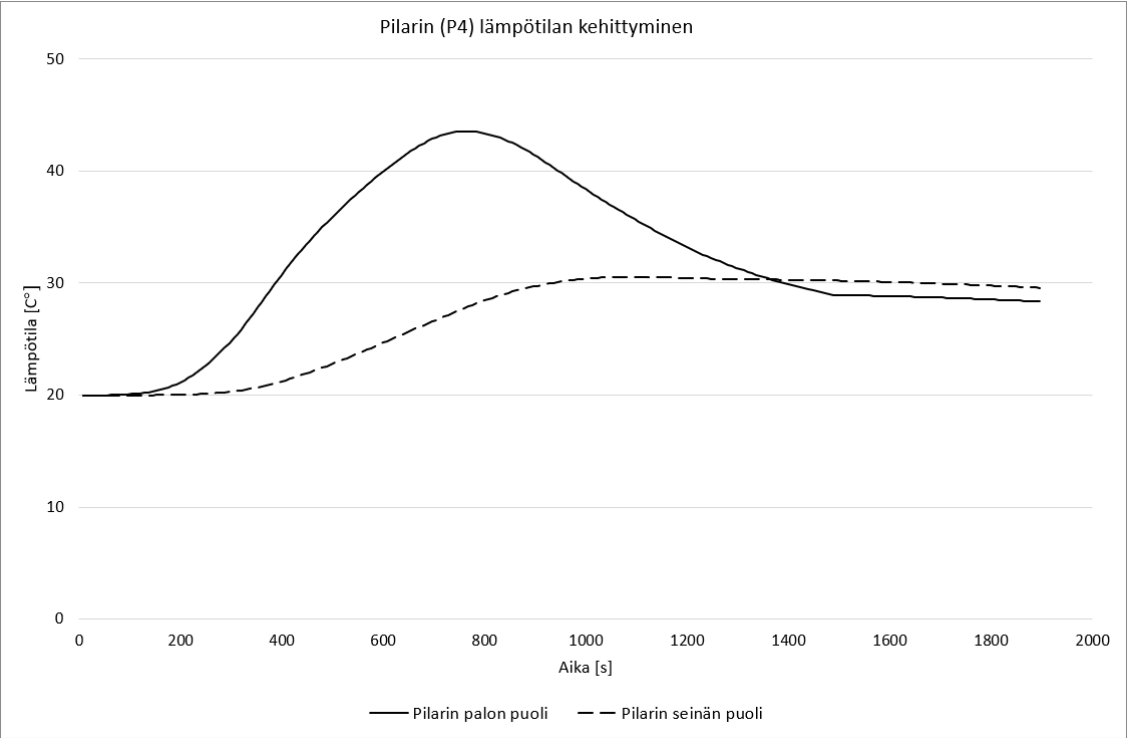
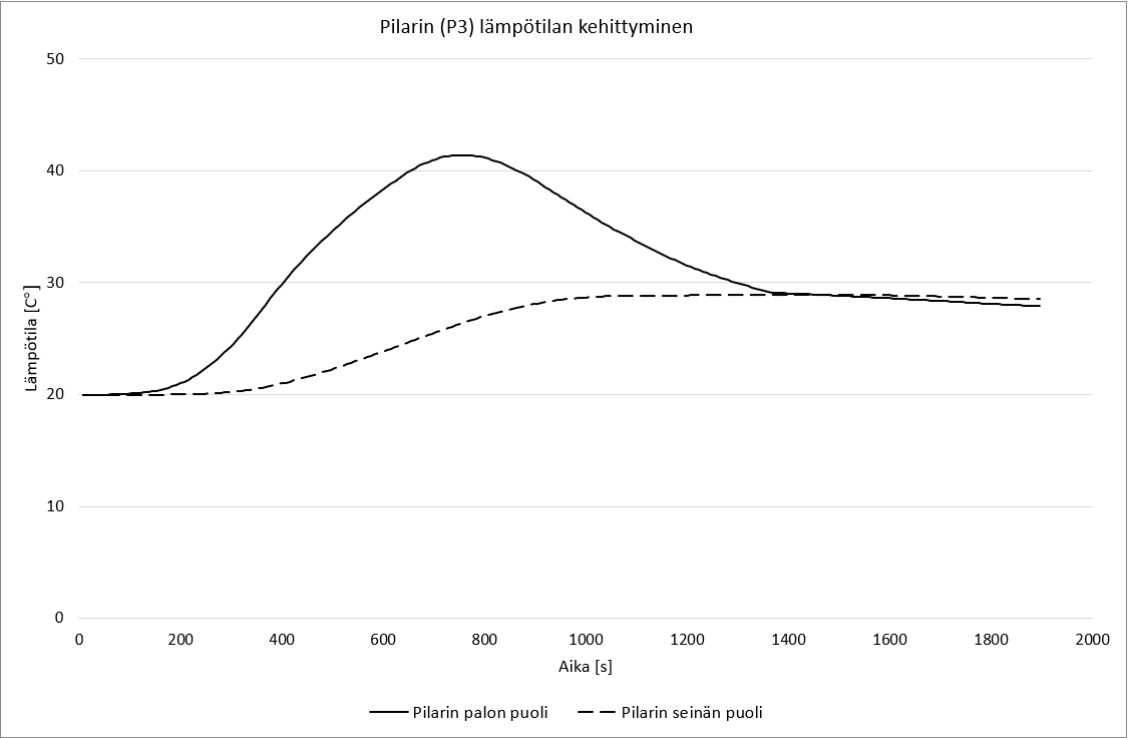


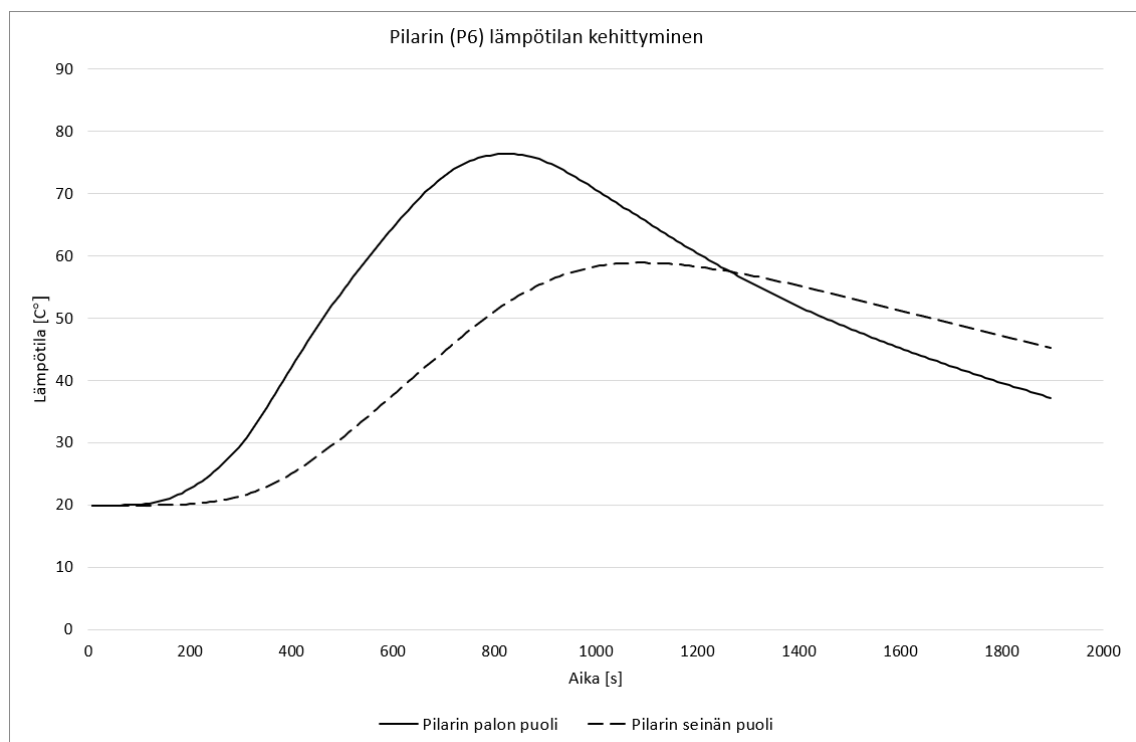
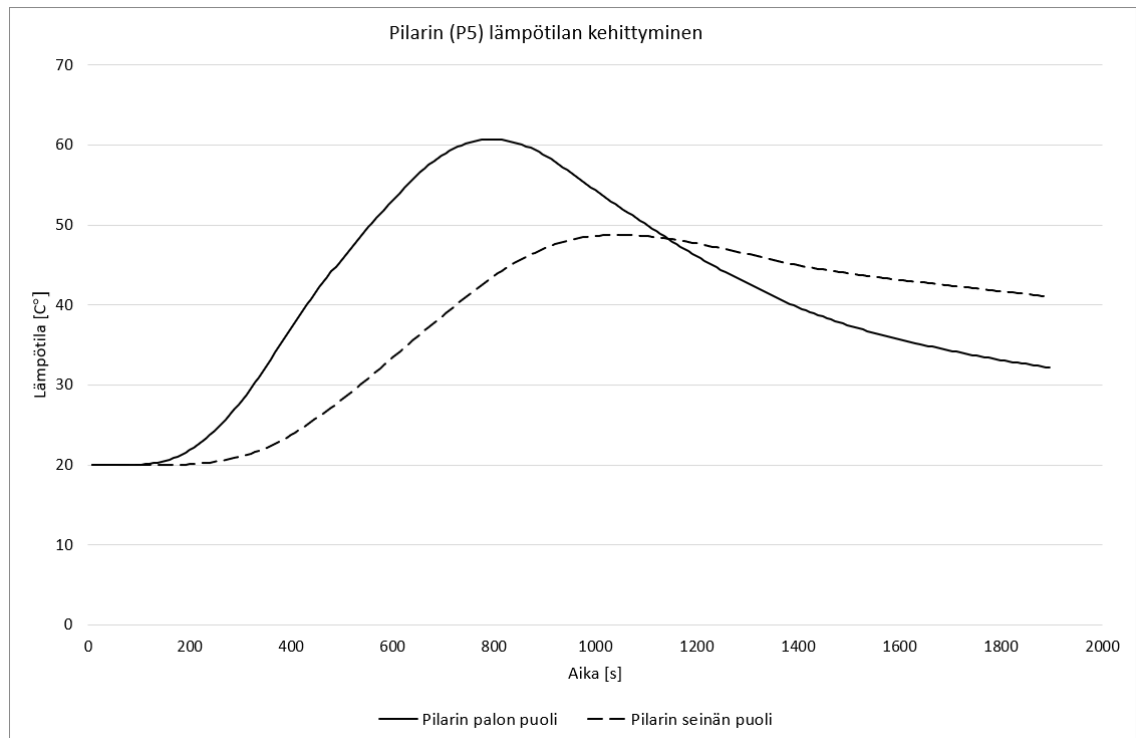


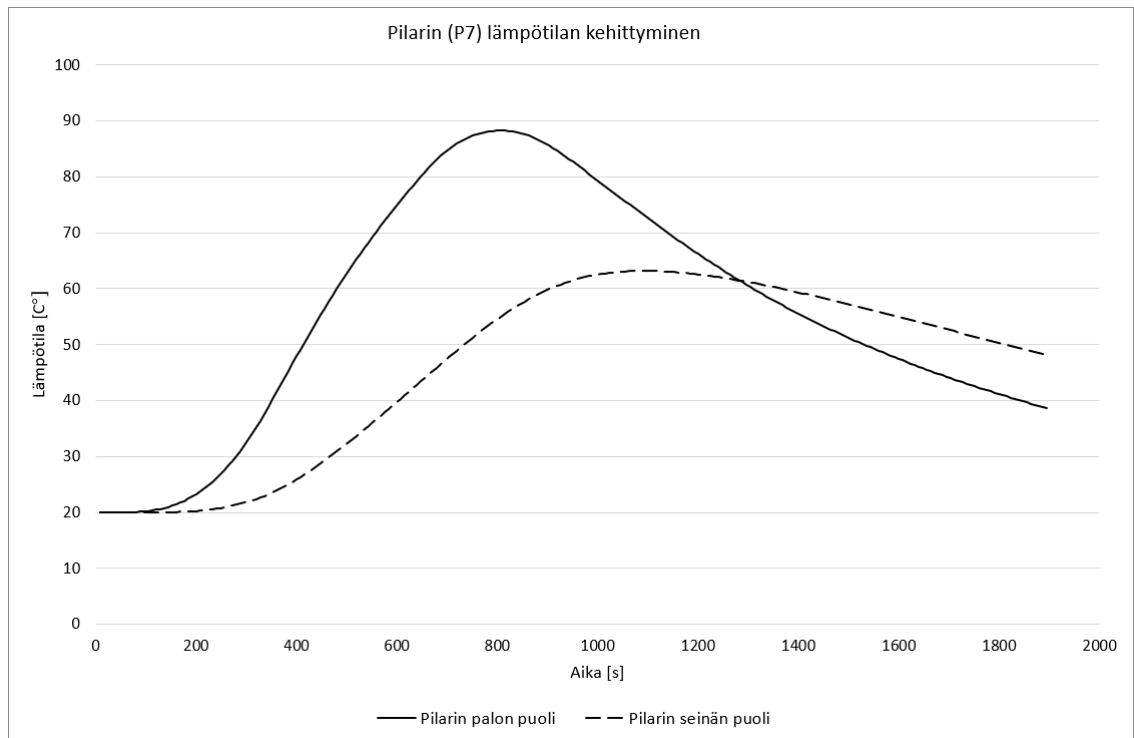




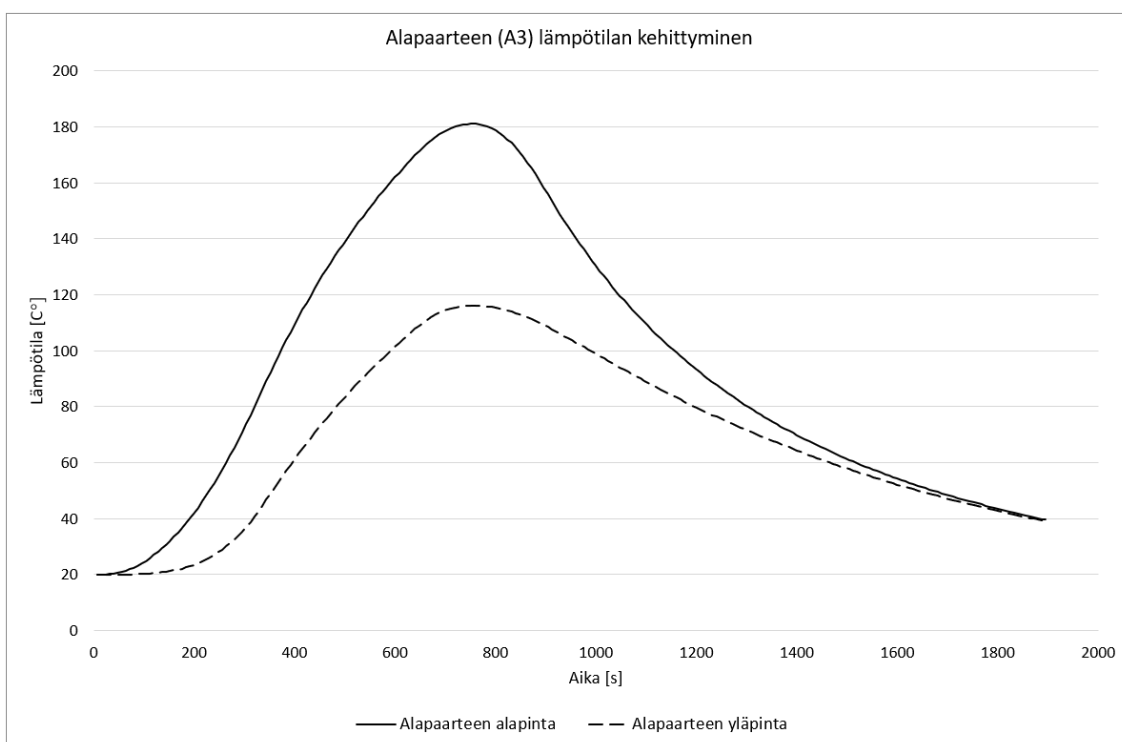
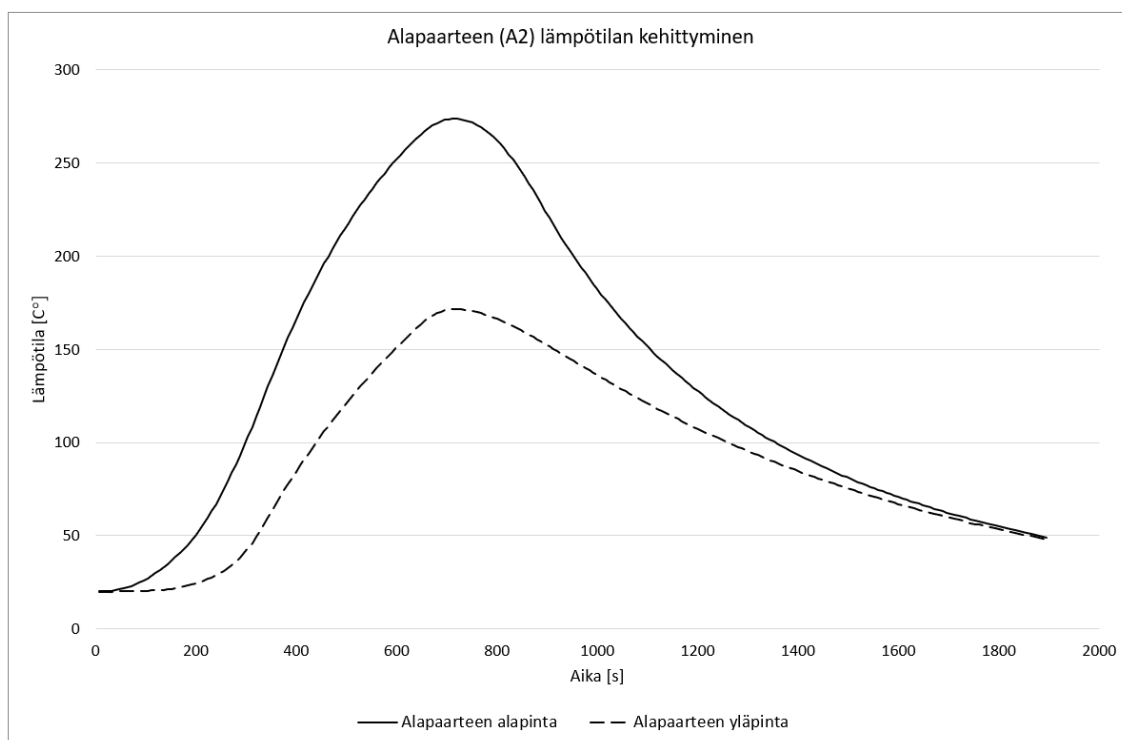


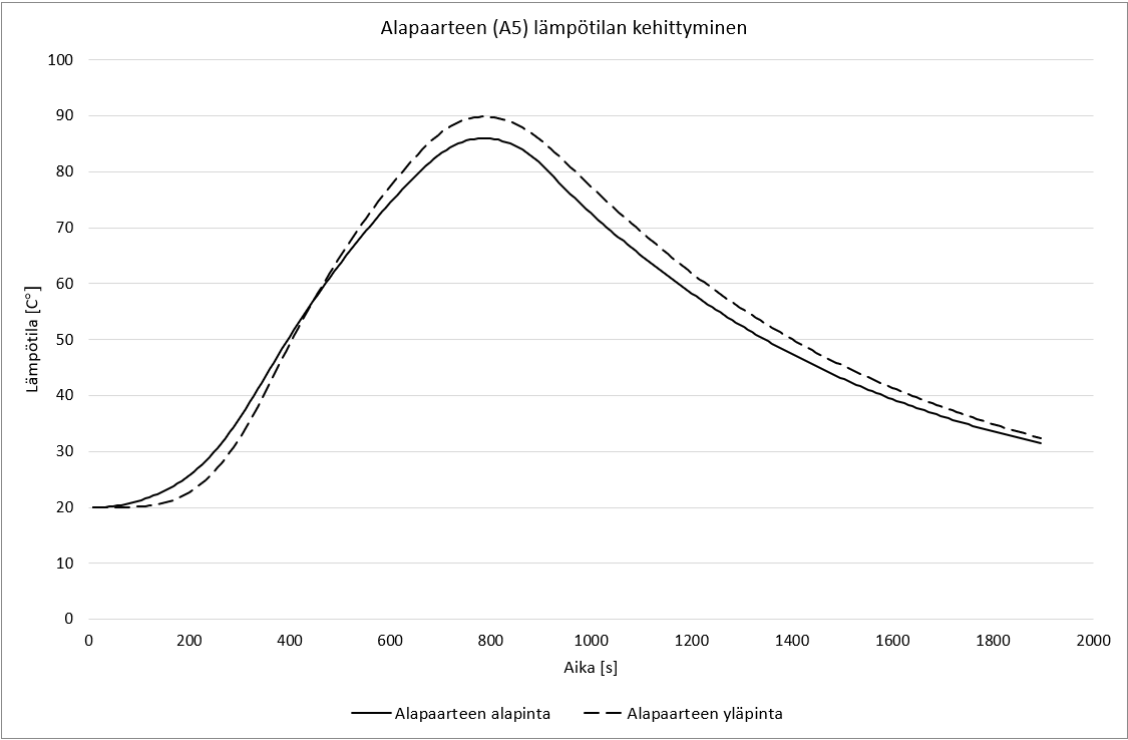
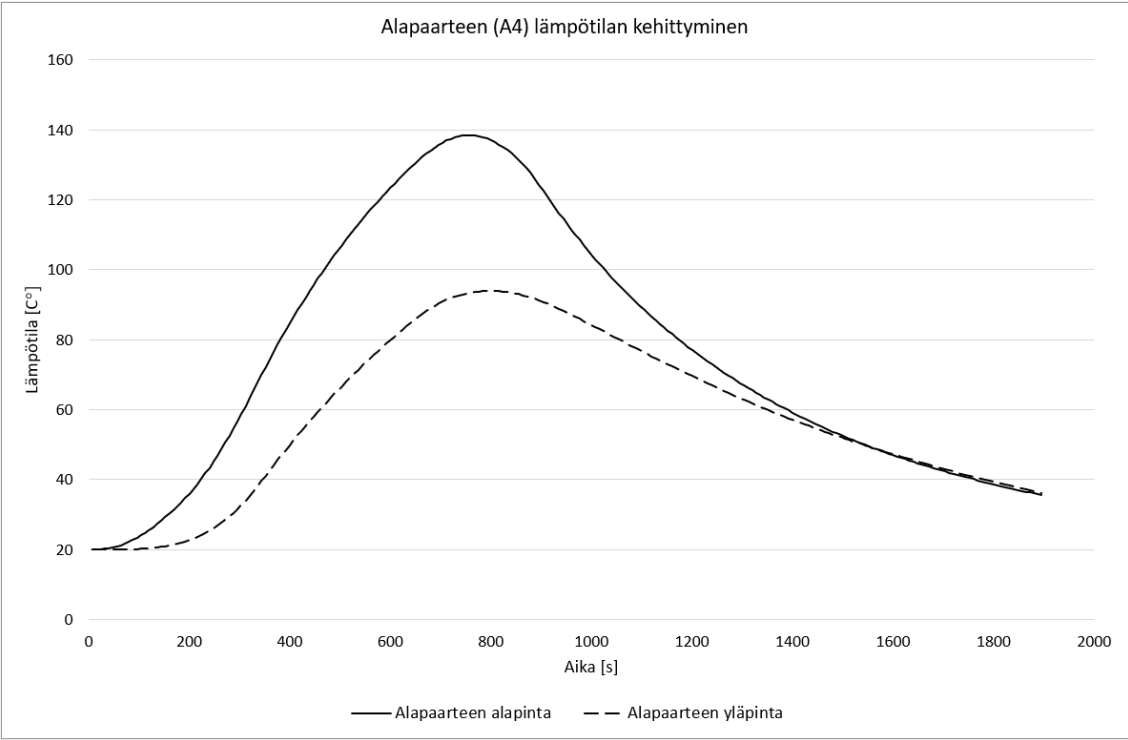


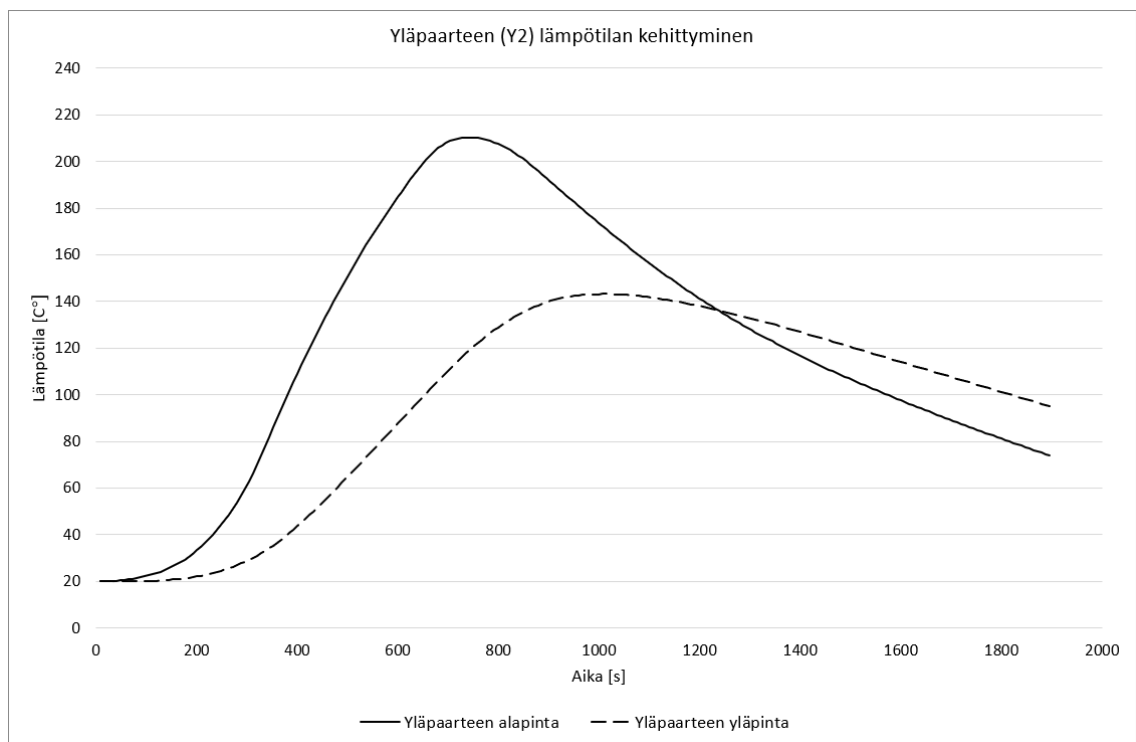
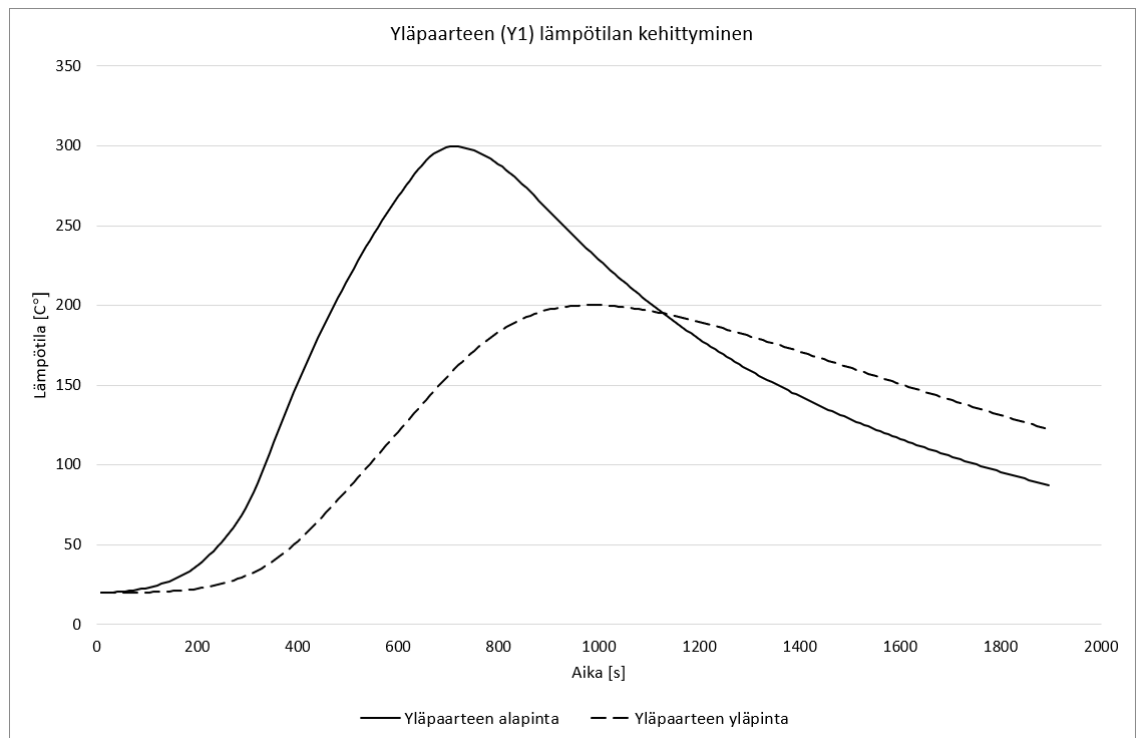


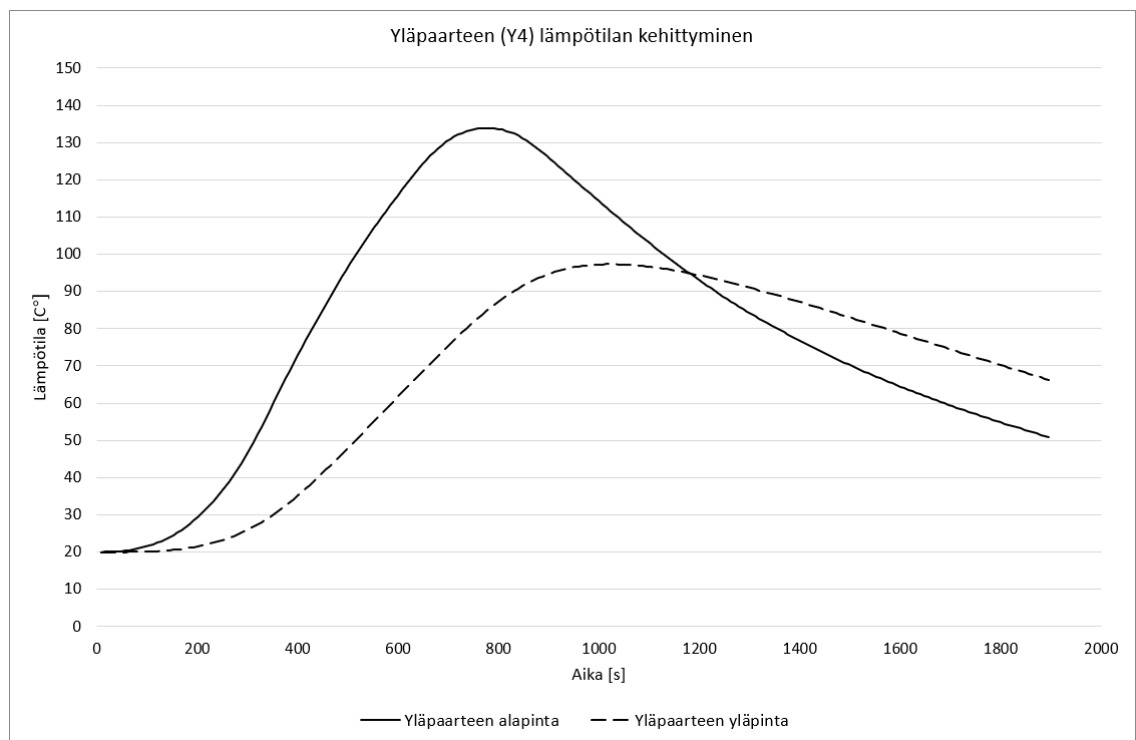
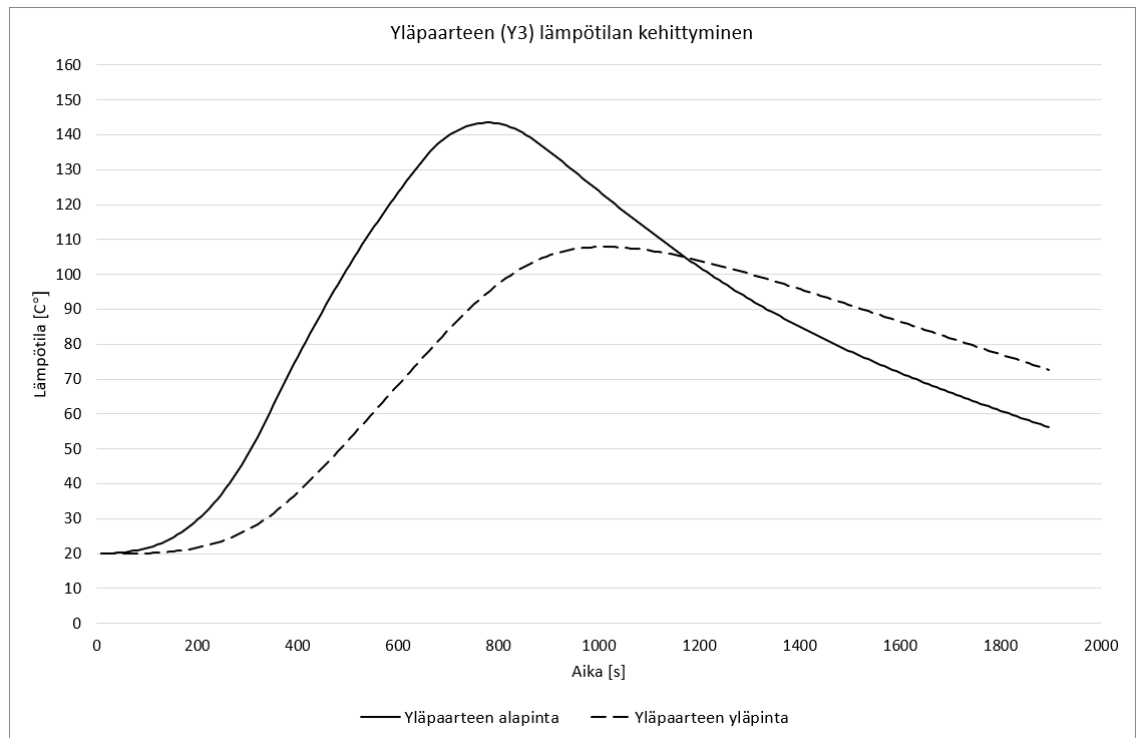


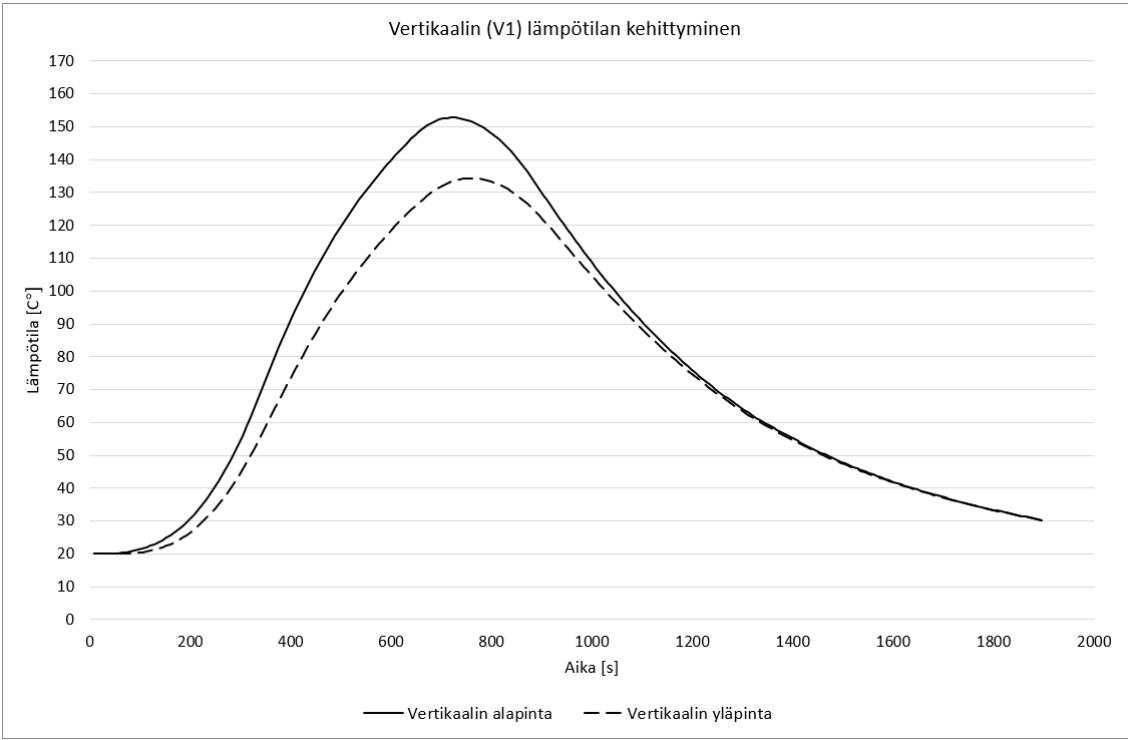
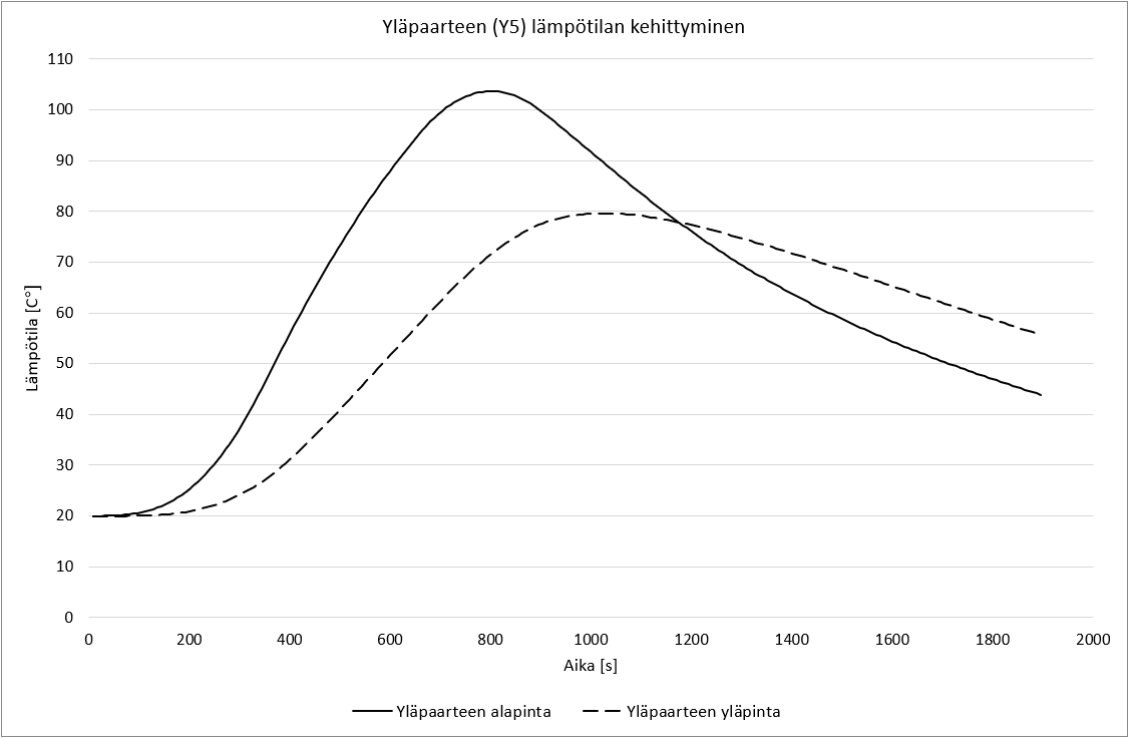
LIITE D: PROFIILIEN LÄMPÖTILOJEN KEHITTYMINEN PAIKALLISEN PALON TAPAUKSESSA, PALO PILARIN VIERESSÄ

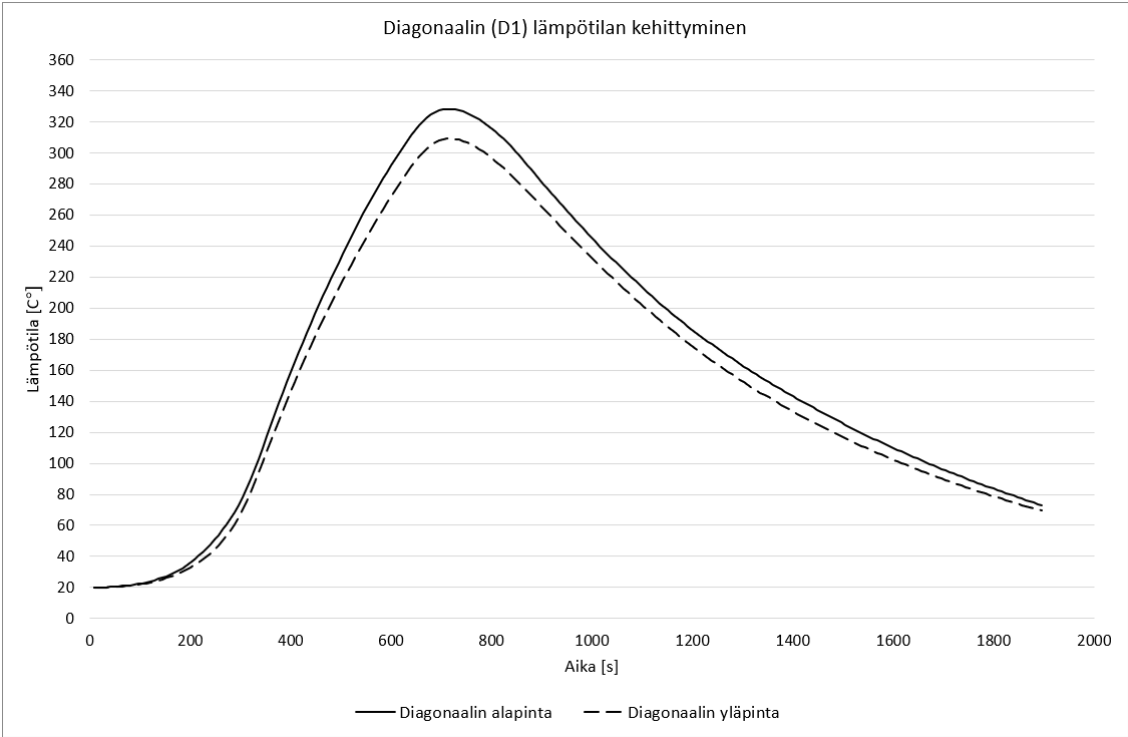
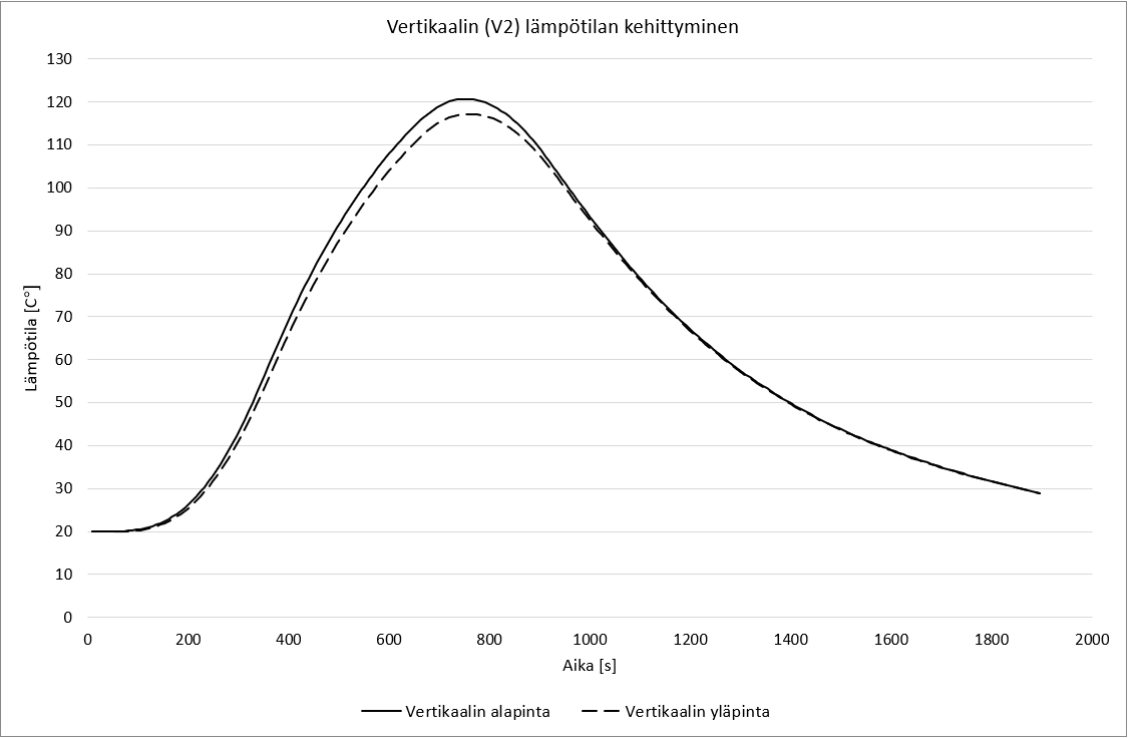


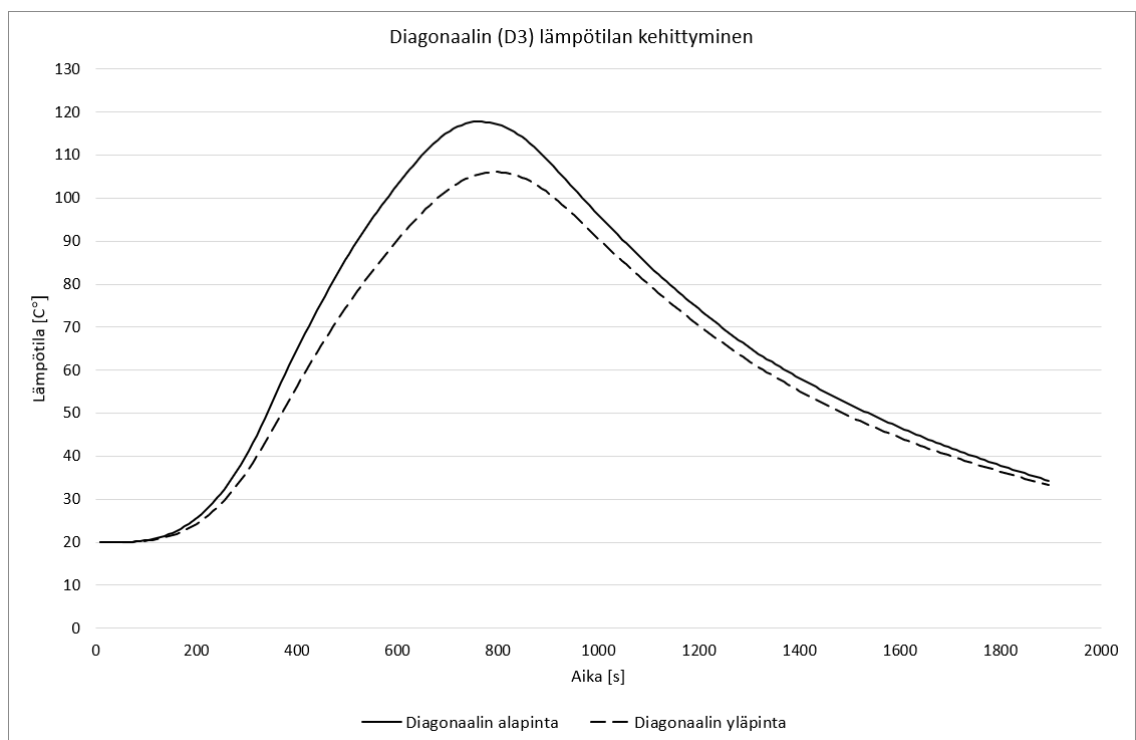
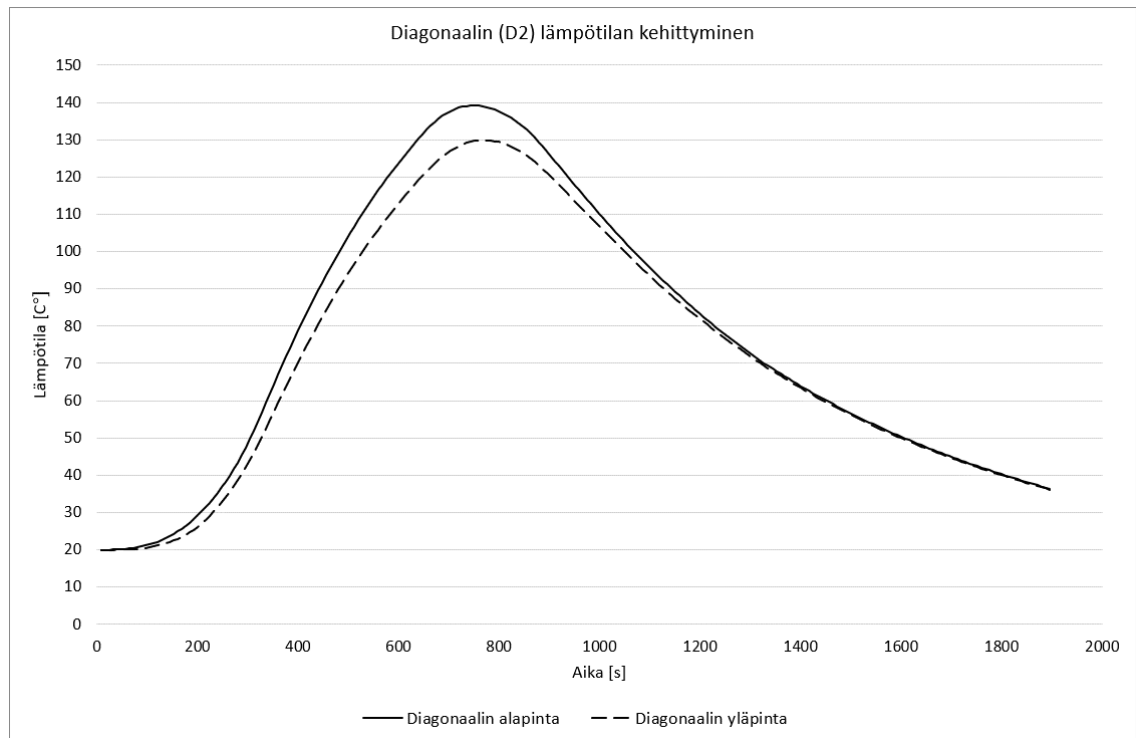


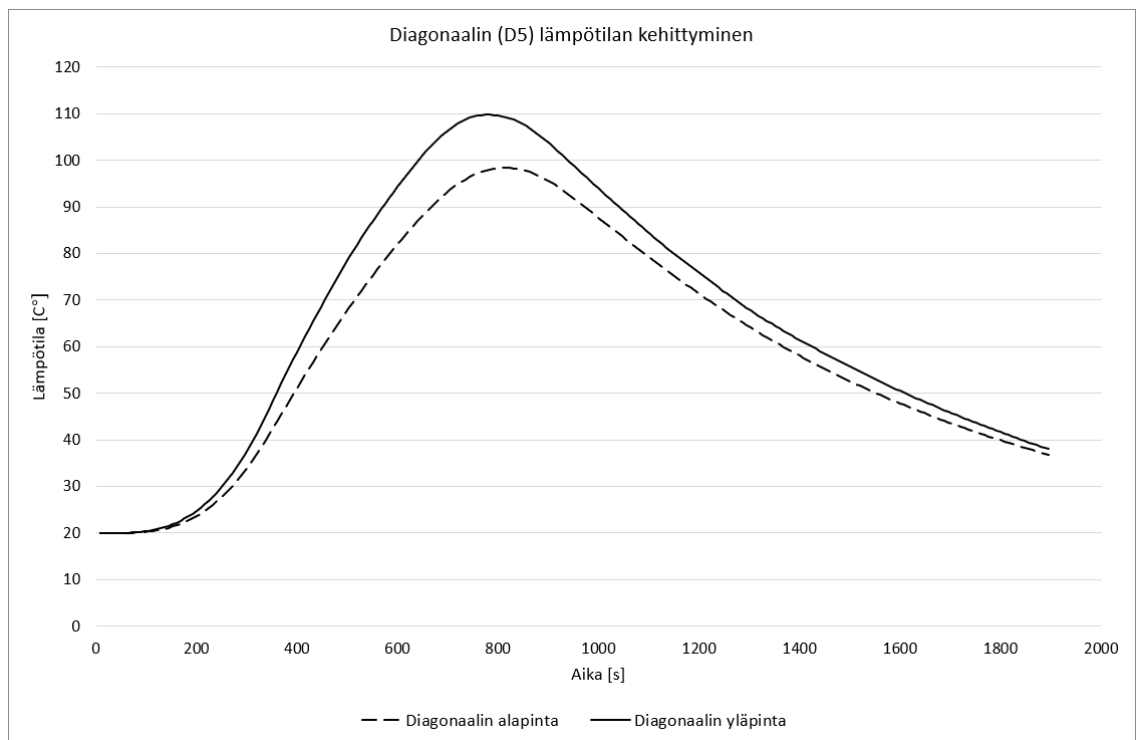
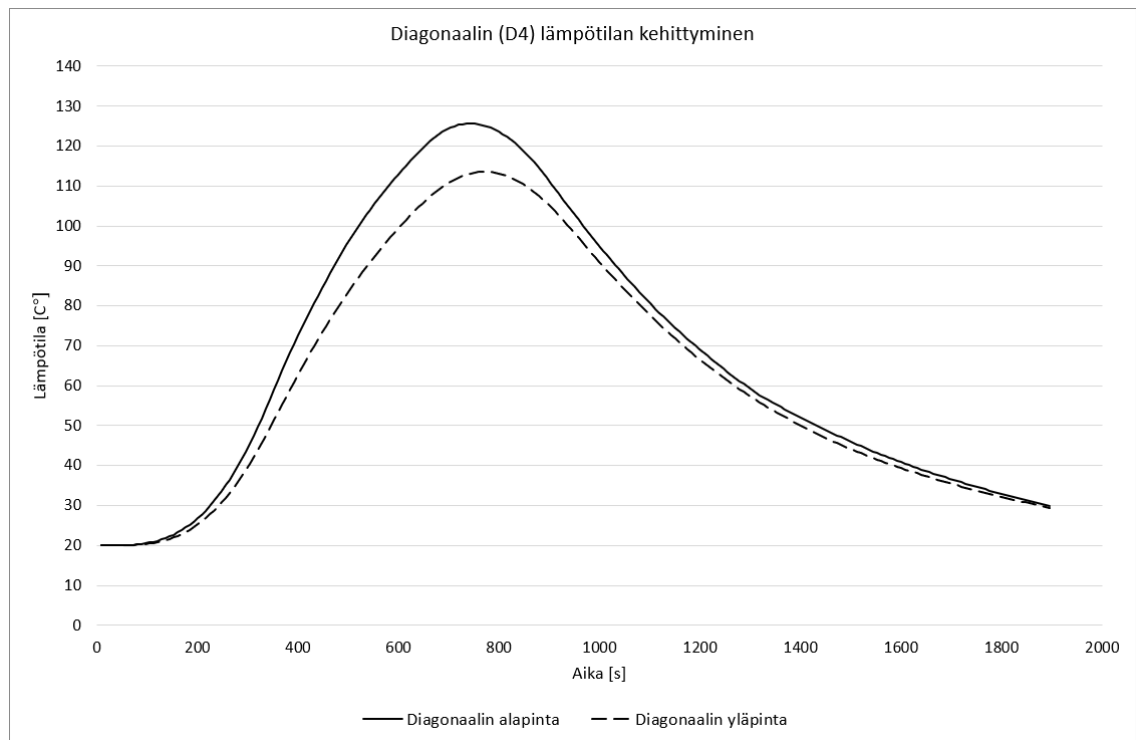


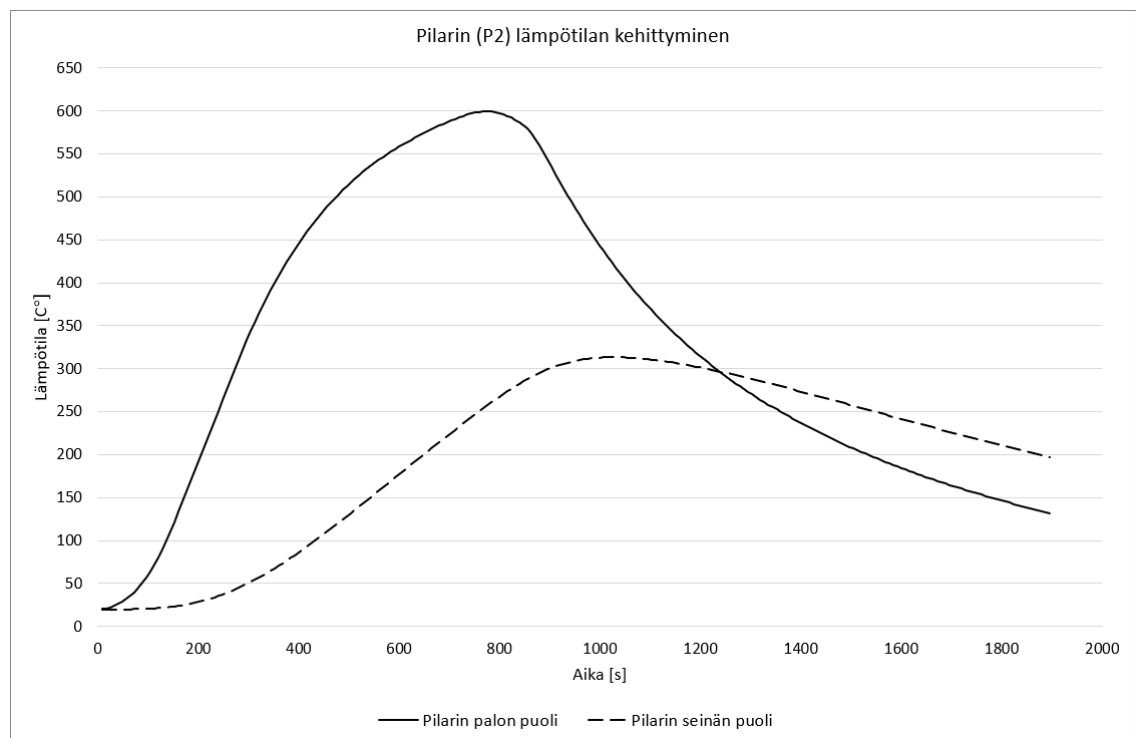
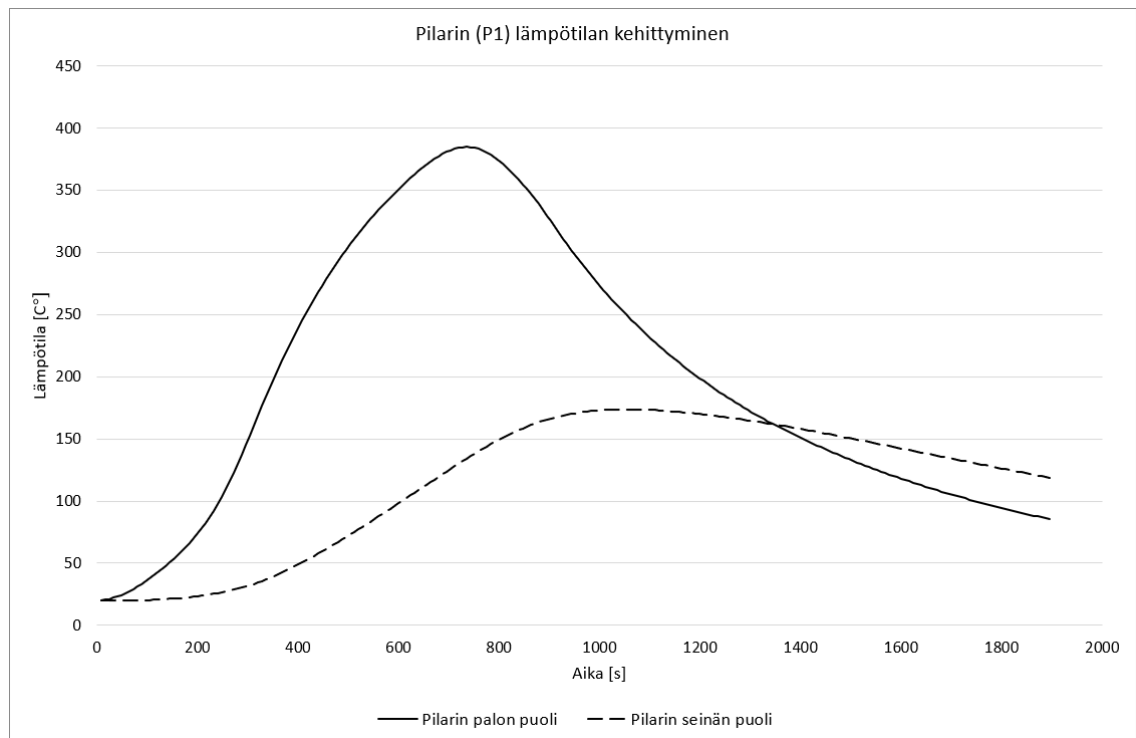


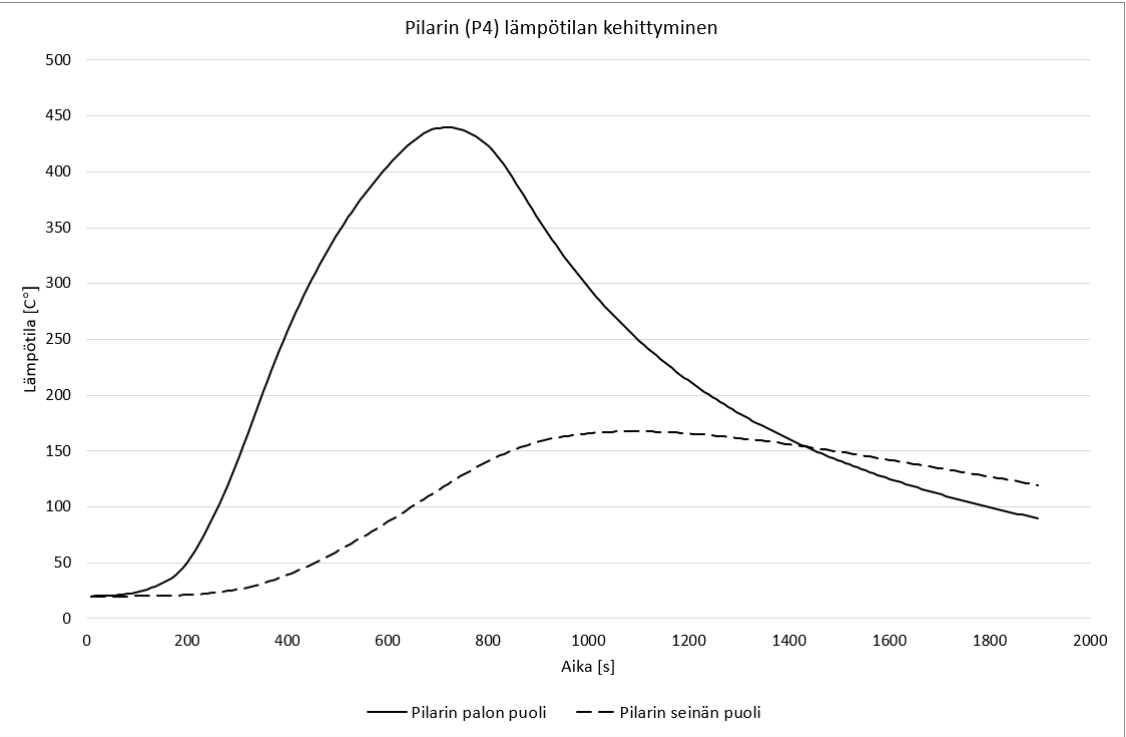
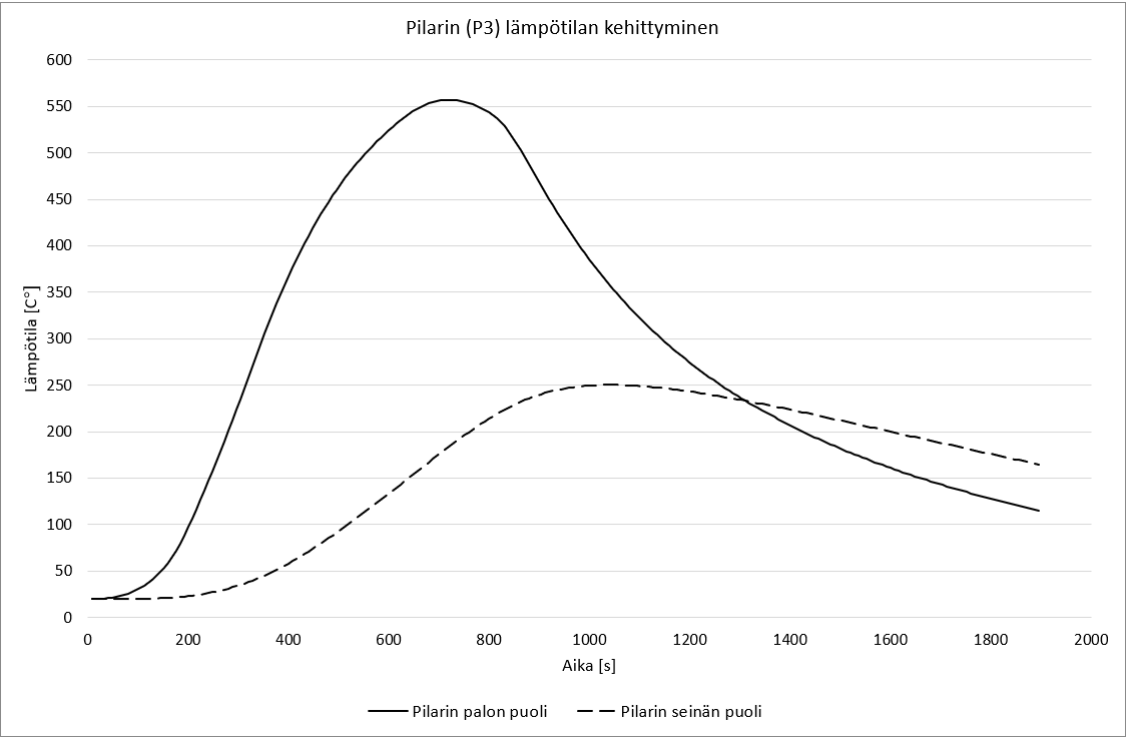


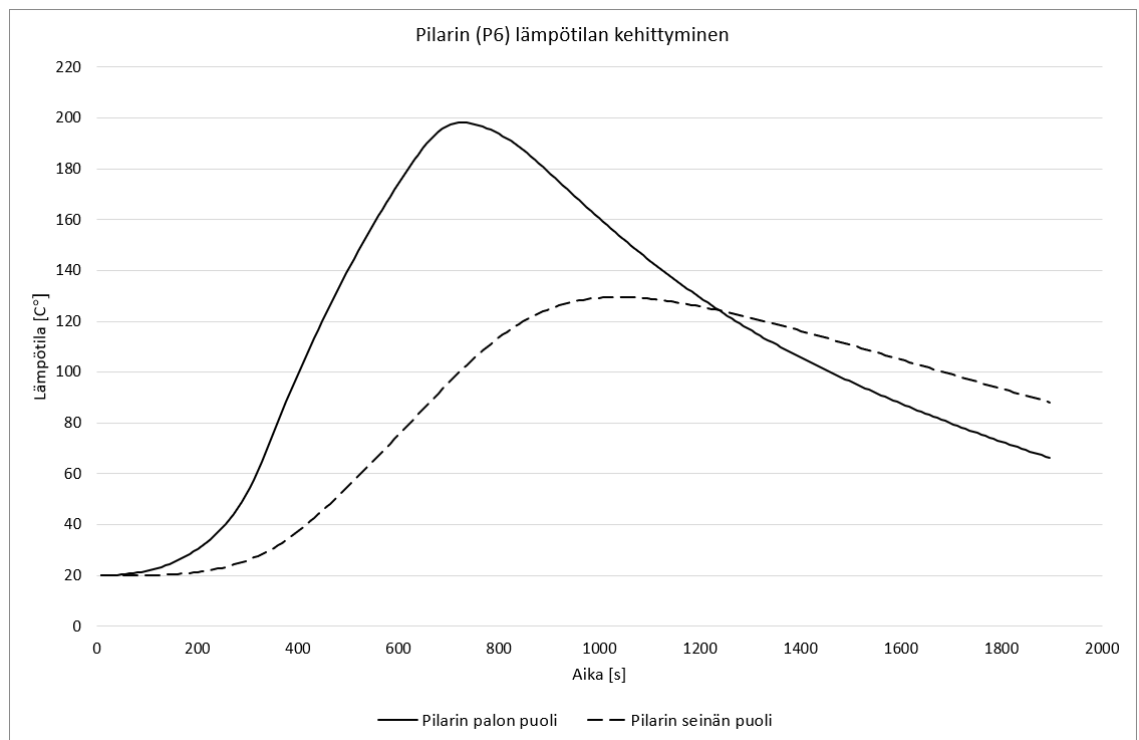
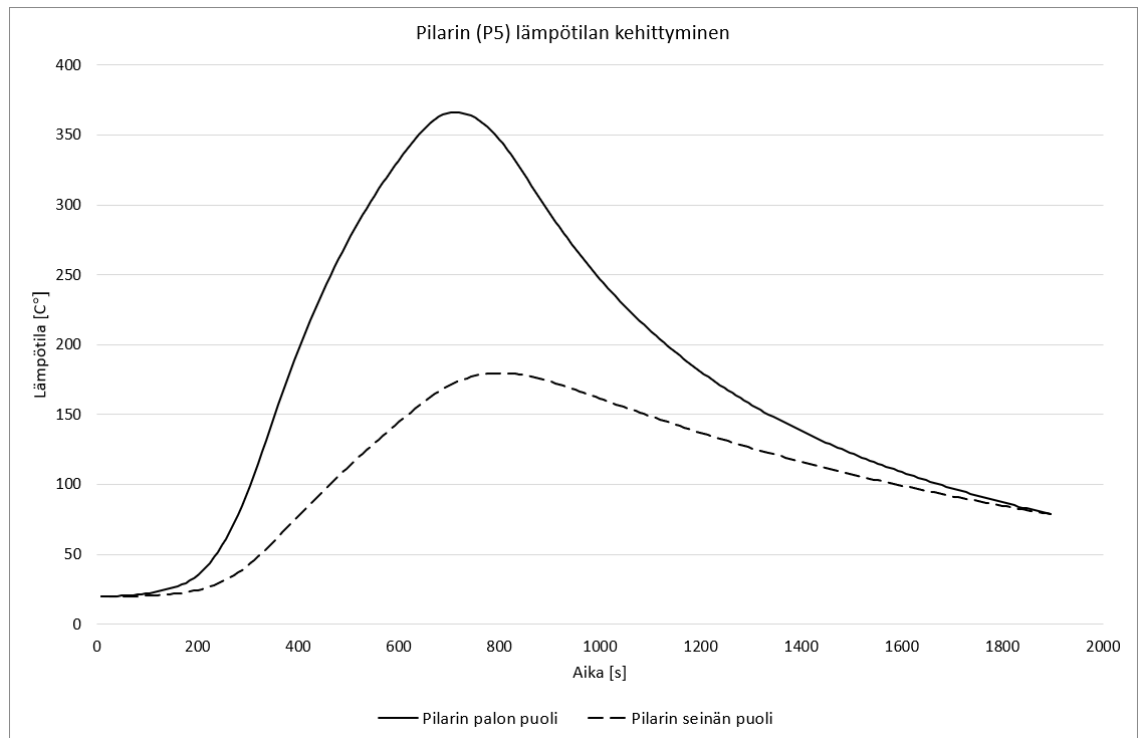


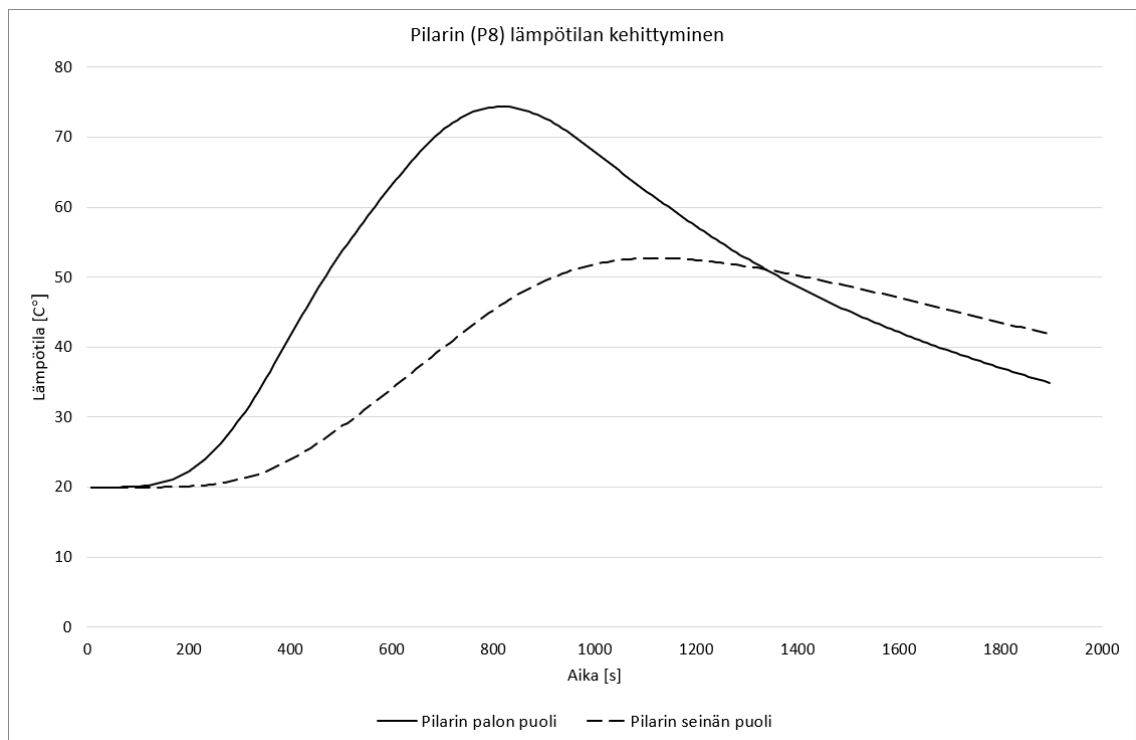
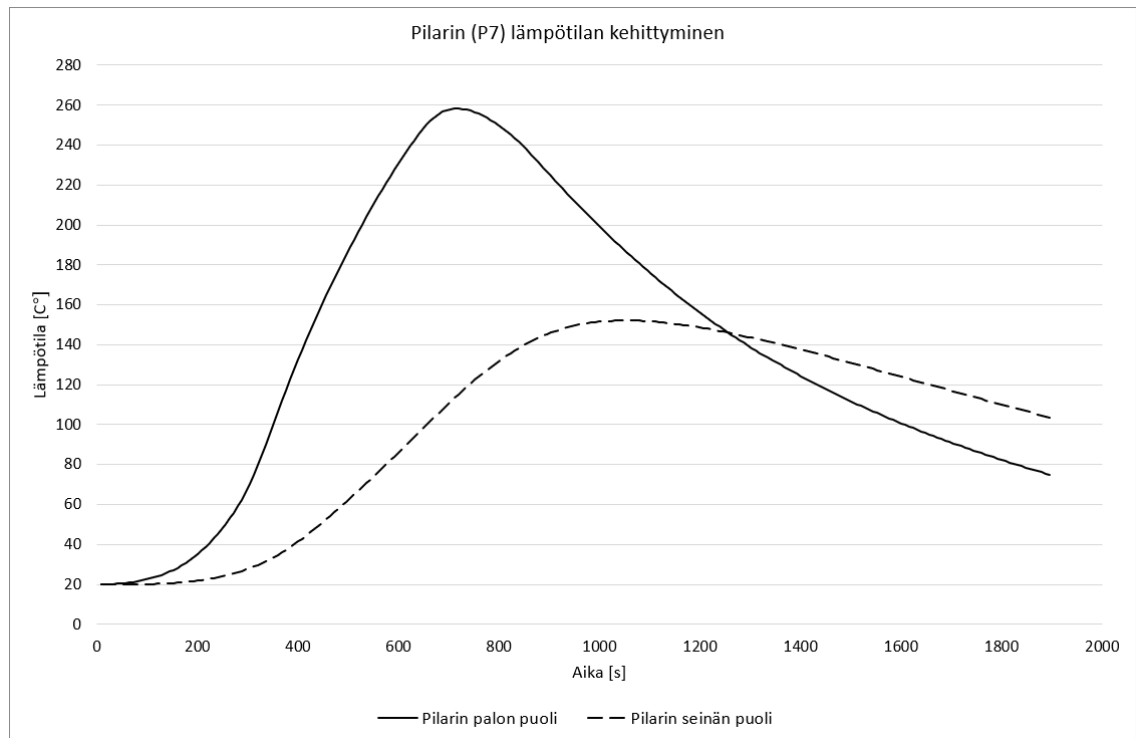


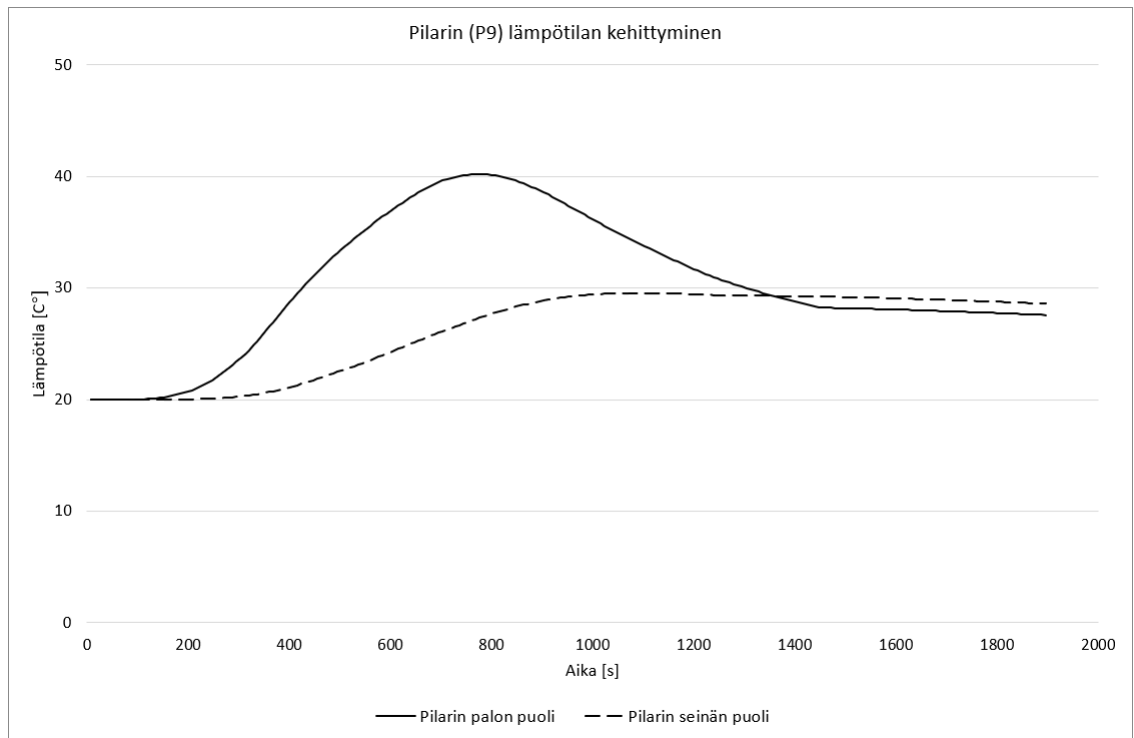






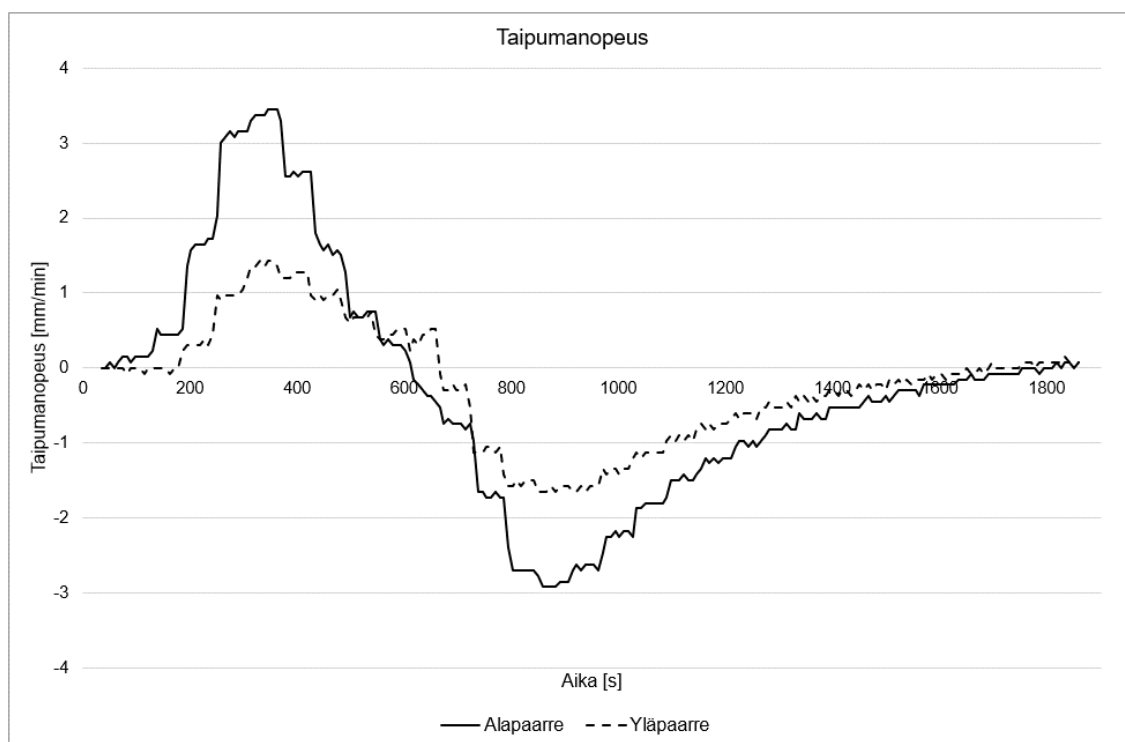




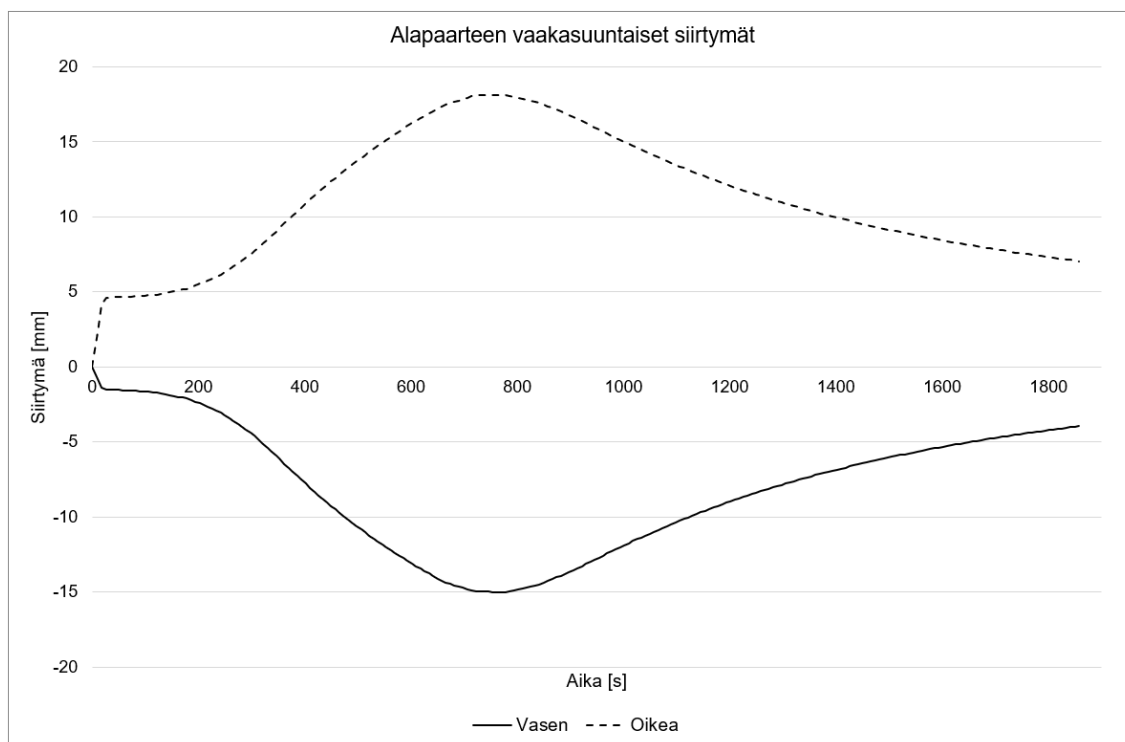


LIITE E: VOIMASUUREITA JA SIIRTymiÄ, PALO KESKELLÄ

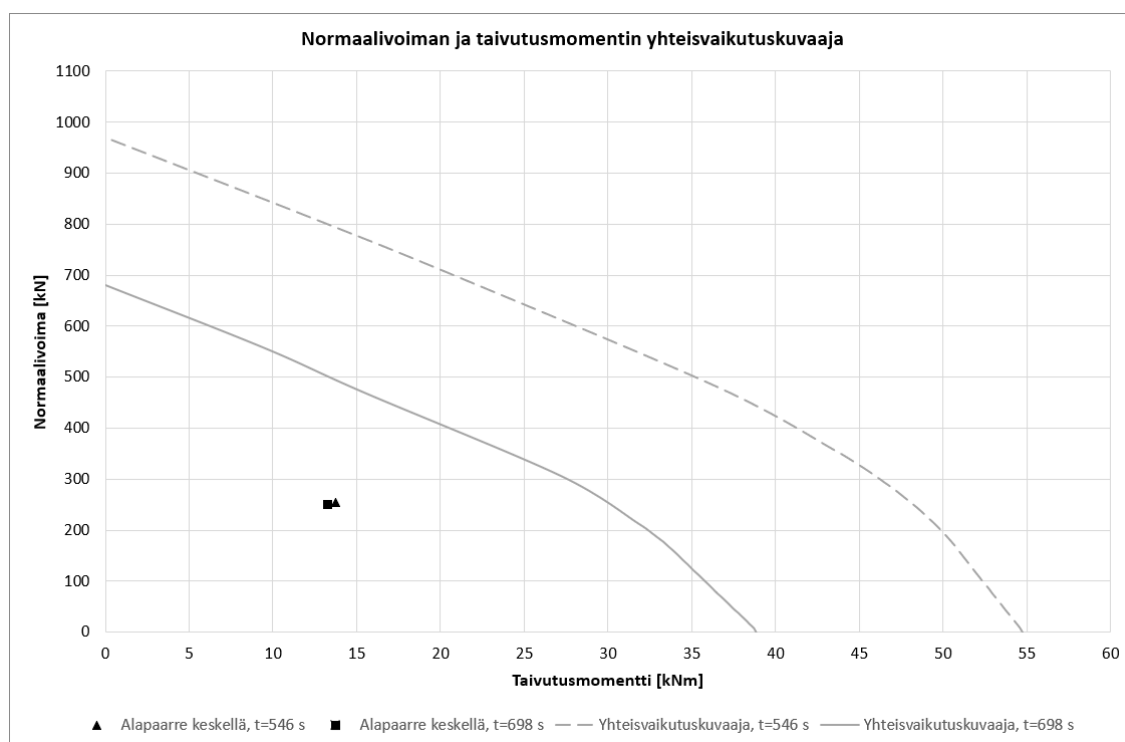
Testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeus, kun paikallinen palo keskellä ja kuormitustapauksena omapaino + lumikuorma + lisävaakavoima. Raja-arvoa 24,44mm/min ei missään vaiheessa saavuteta.



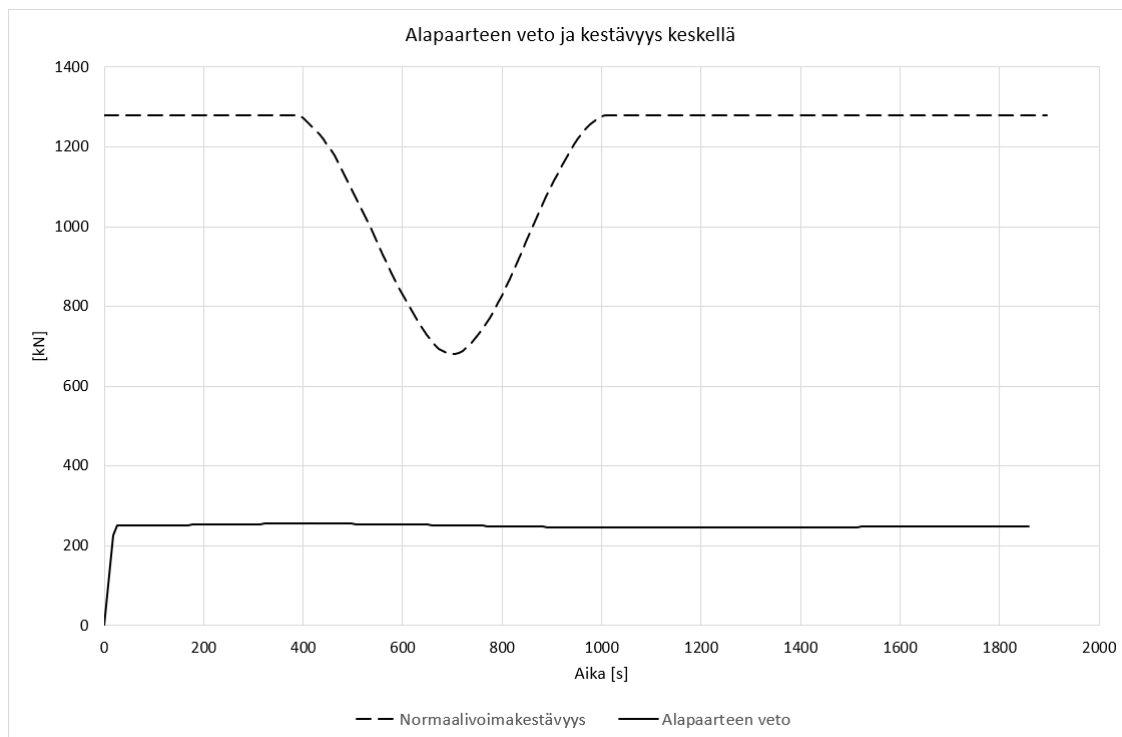
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteiden vaakasuuntaisten siirtymien kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + lumikuorma + lisävaakavoima.



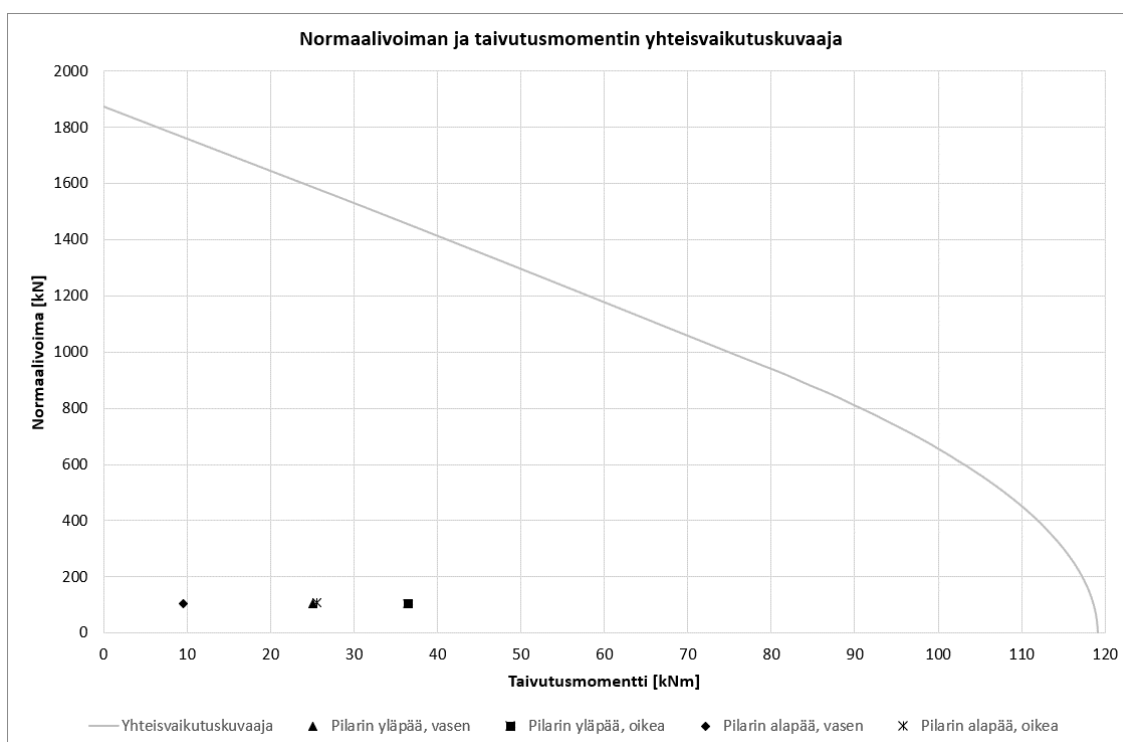
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ja rasisukset ajanhetkiltä, kun taivutusmomentti on suurimmillaan ja alapaarteen lämpötila korkeimmillaan. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumi-kuorma + lisävaakavoima.



Alla olevassa kuvassa on esitettynä alapaarteen vedon ja normaalivoimakestävyyden kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.

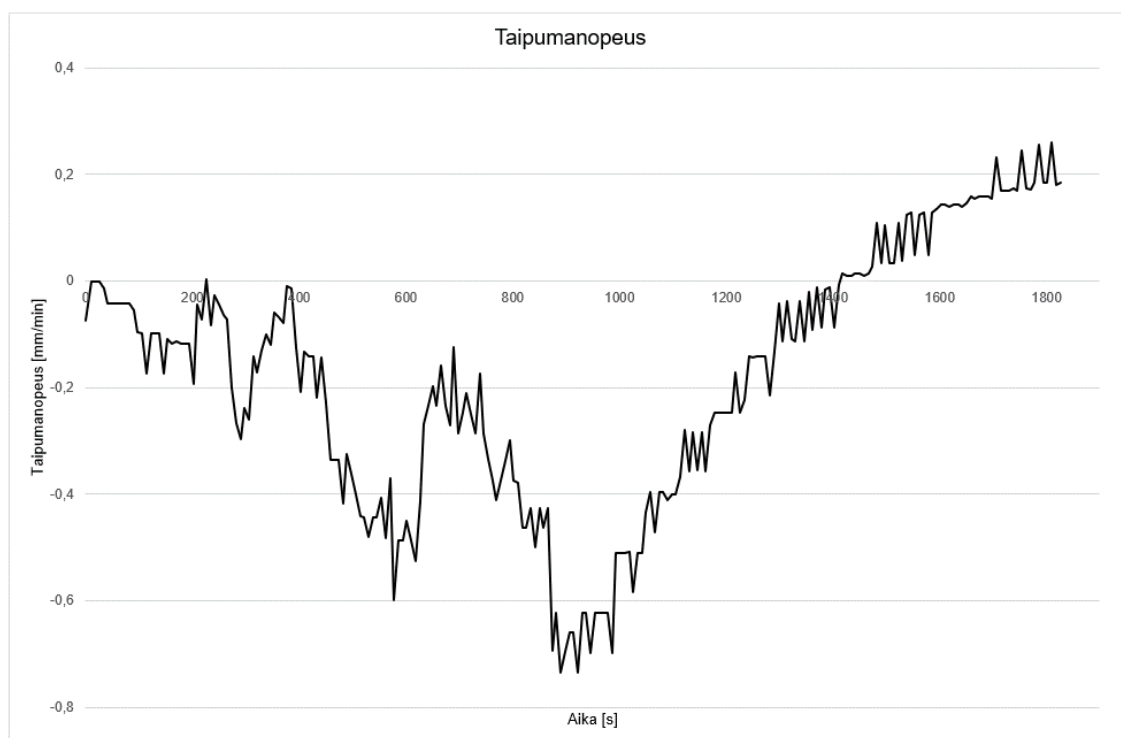


Alla olevassa kuvassa on esitettynä pilareiden ala- ja yläpäiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ja rasitukset ajanhetkeltä $t=722$ sekuntia. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima.

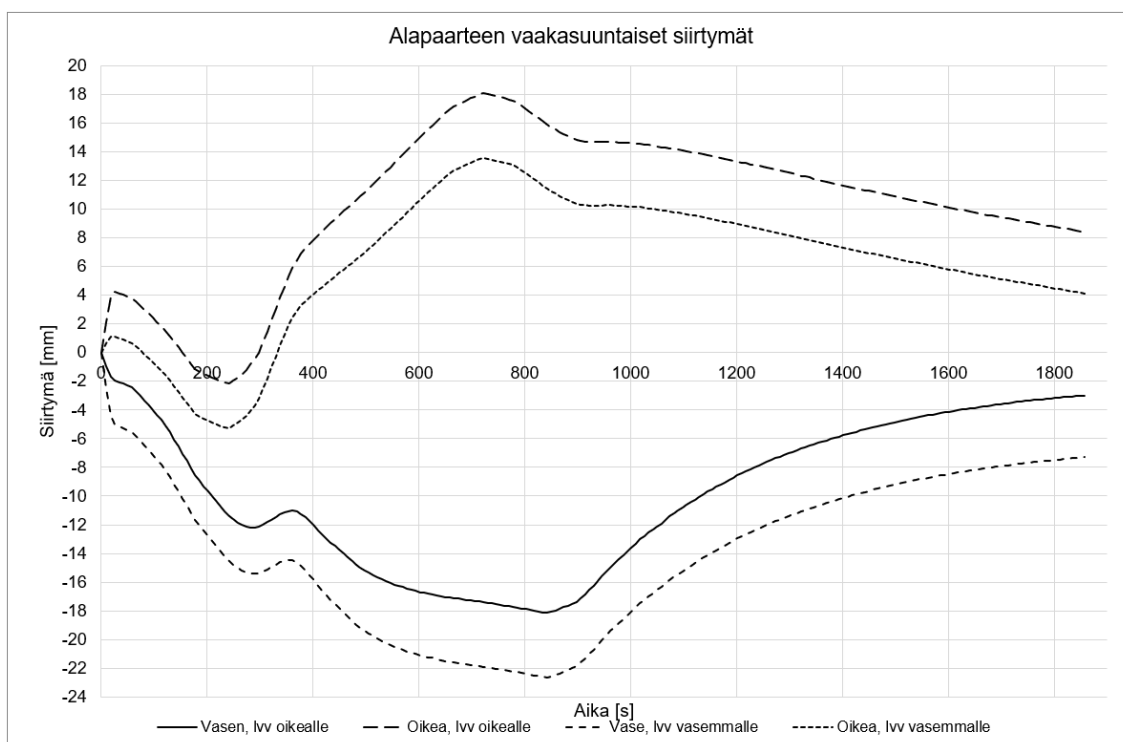


LIITE F: VOIMASUUREITA JA SIIRTymiÄ, PALO PILARIN VIERESSÄ

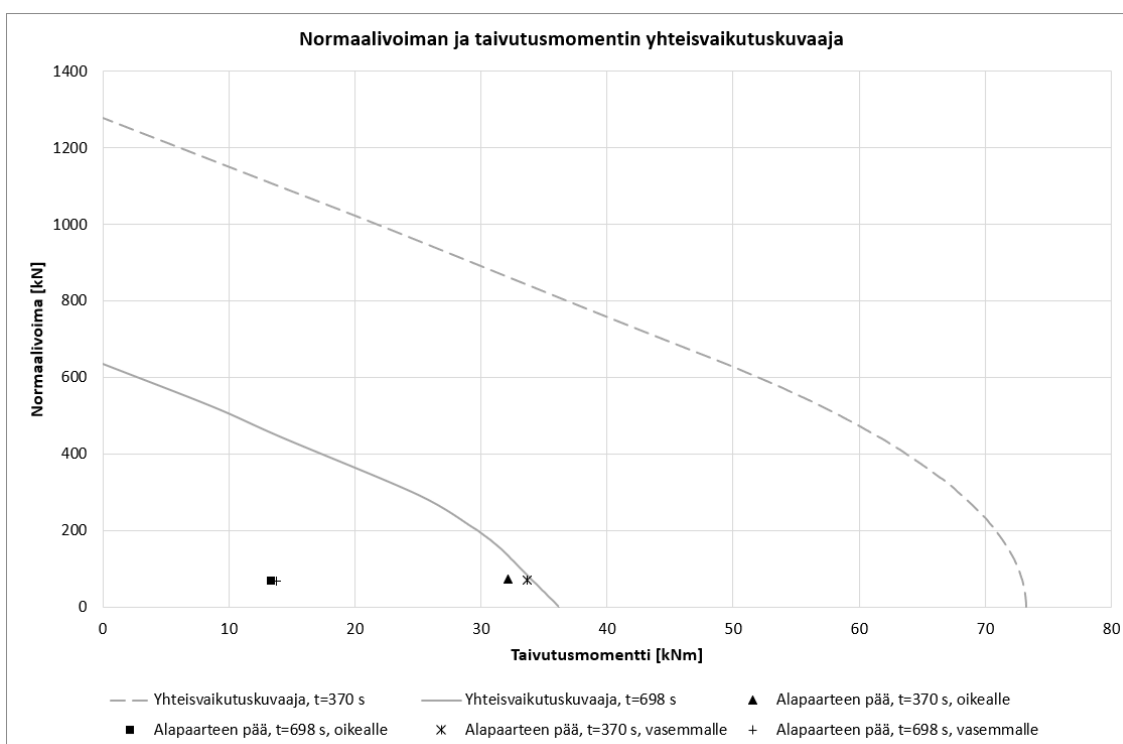
Testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeus, kun paikallinen palo pilarin vieressä. Raja-arvoa 24,44mm/min ei missään vaiheessa saavuteta.



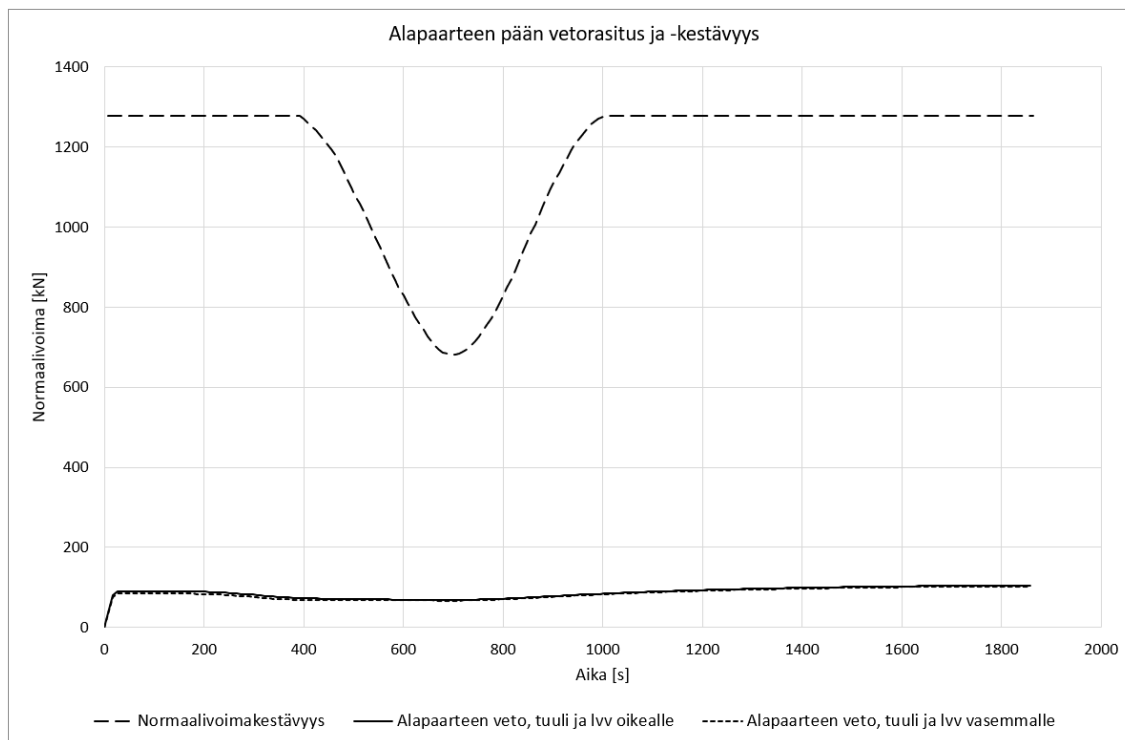
Alla olevassa kuvassa on esitetty alapaarteiden vaakasuuntaisten siirtymien kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + lumikuorma + lisävaakavoima. Kuvaajat on esitetty molemmista tapauksista, joissa lisävaakavoima vaikuttaa oikealle ja vasemmalle.



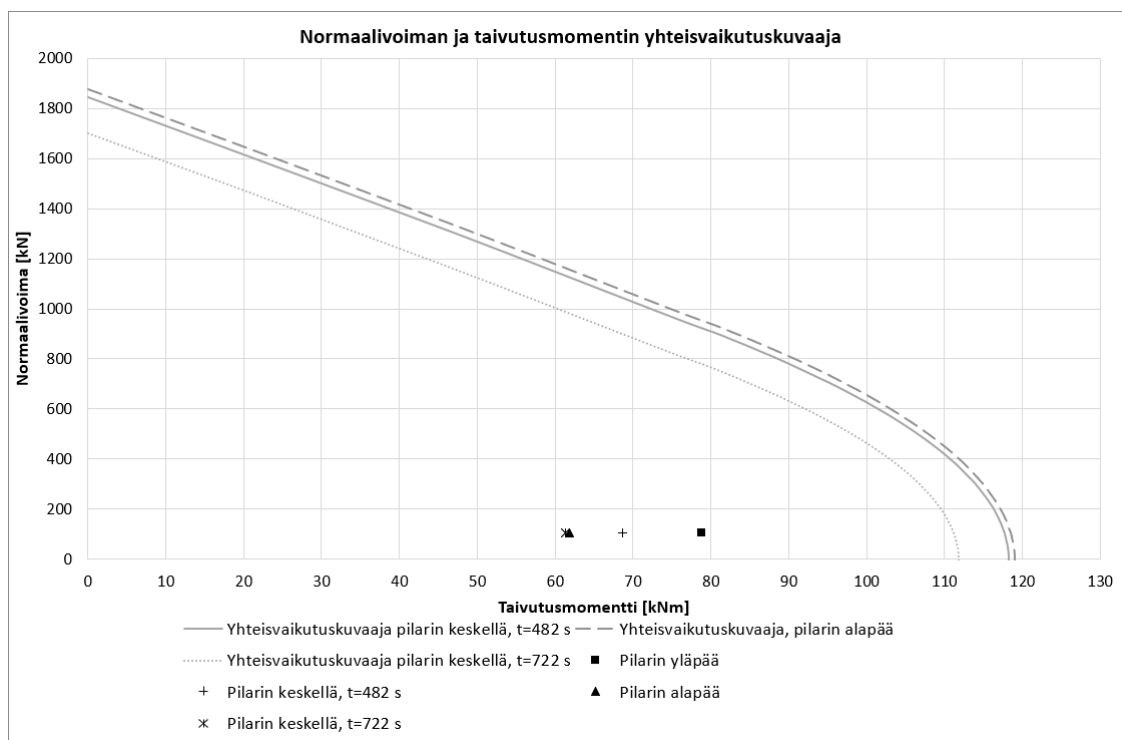
Alla olevassa kuvassa on esitettyä alapaarteiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ja rasisukset ajanhetkiltä, kun taivutusmomentti on suurimmillaan ja alapaarteiden lämpötila korkeimmillaan. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumi-kuorma + lisävaakavoima. Kuvaajat on esitetty molemmista tapauksista, joissa tuuli ja lisävaakavoima vaikuttaa molempiin suuntiin.



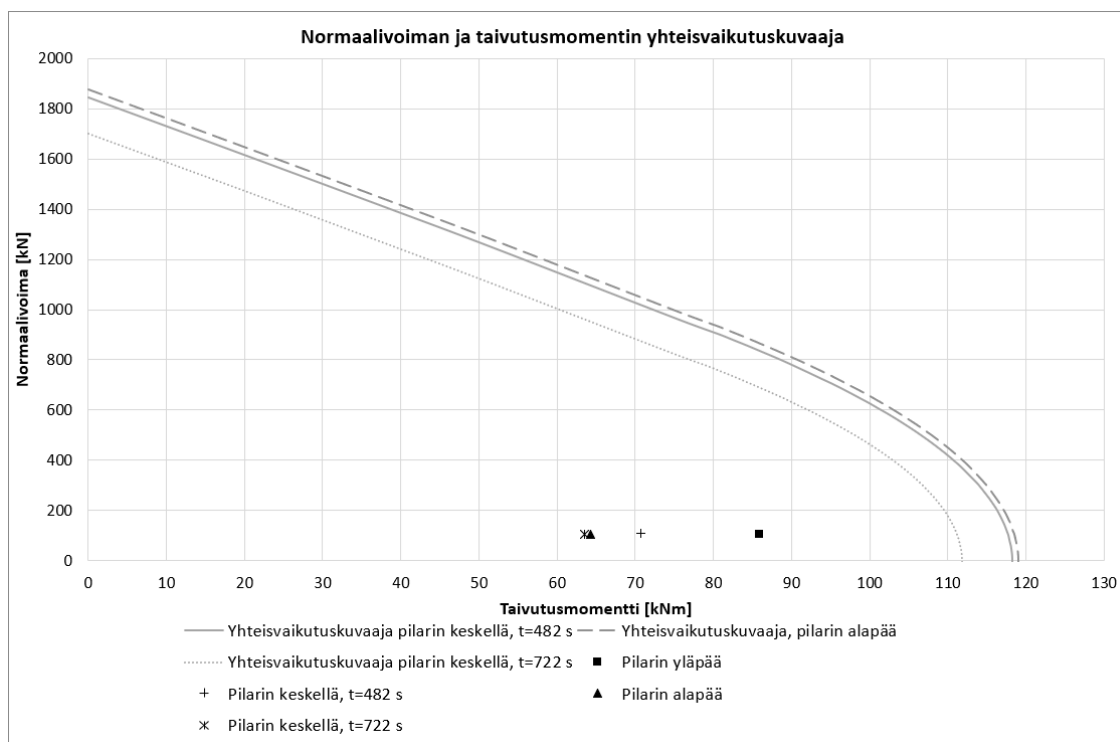
Alla olevassa kuvassa on esitettynä alapaarteen vedon ja normaalivoimakestävyyden kuvaajat, kun kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima. Kuvaajat on esitetty molemmista tapauksista, joissa tuuli ja lisävaakavoima vaikuttaa molempiin suuntiin.



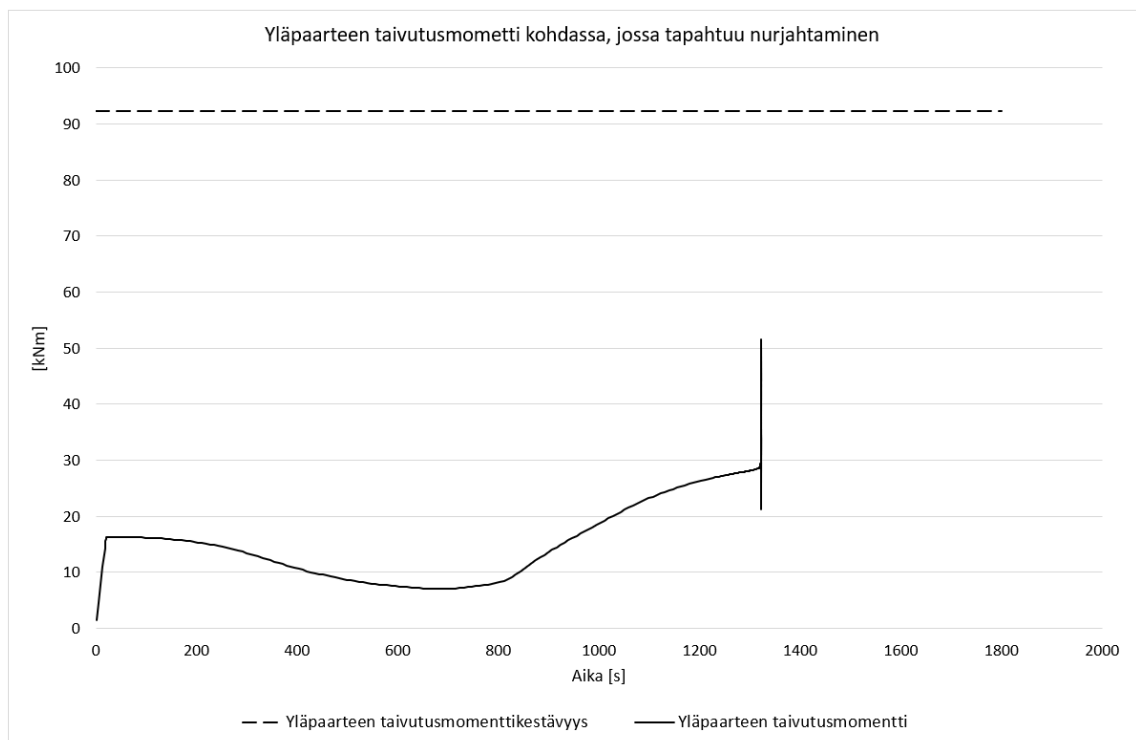
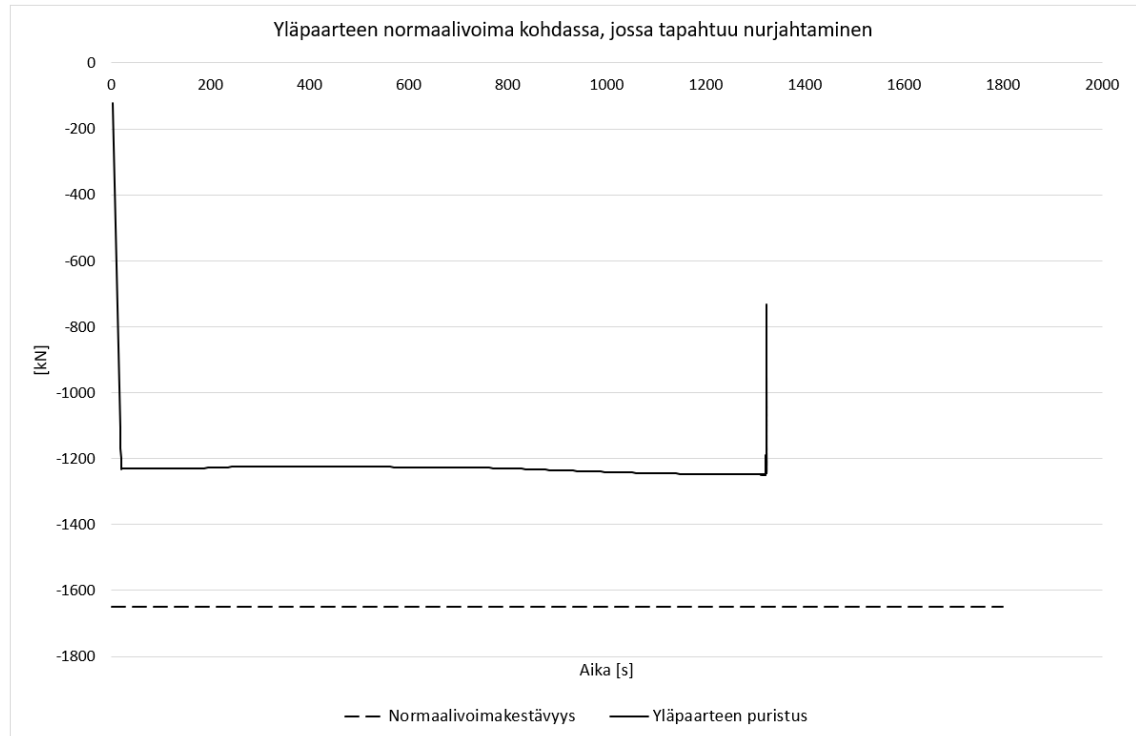
Alla olevassa kuvassa on esitettynä pilareiden ala- ja yläpäiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ja rasisitukset. Sekä normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat että rasisitukset pilarin keskeltä ajanhetkiltä $t=722$ s ja $t=482$ s. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima. Tuuli ja lisävaakavoima vaikuttavat oikealle.



Alla olevassa kuvassa on esitetty pilareiden ala- ja yläpäiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ja rasisukset. Sekä normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat että rasisukset pilarin keskeltä ajanhetkiltä $t=722$ s ja $t=482$ s. Kuormitustapauksena omapaino + tuuli + lumikuorma + lisävaakavoima. Tuuli ja lisävaakavoima vaikuttavat vasemmalle.

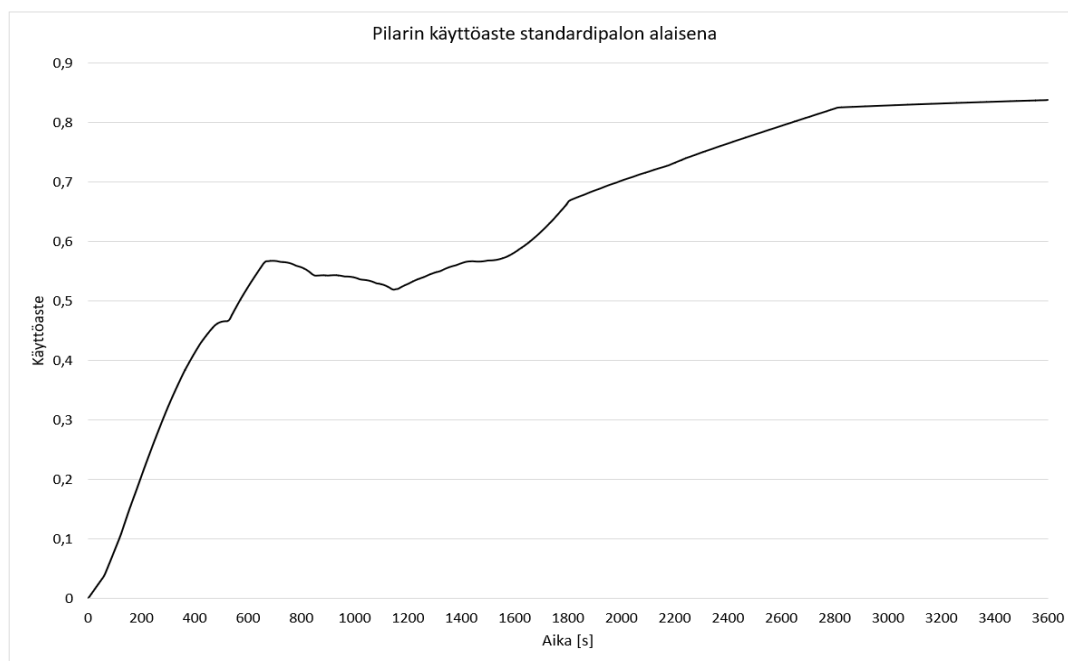


LIITE G: VOIMASUUREITA JÄÄHTYMISVAIHEEN SORTUMASTA

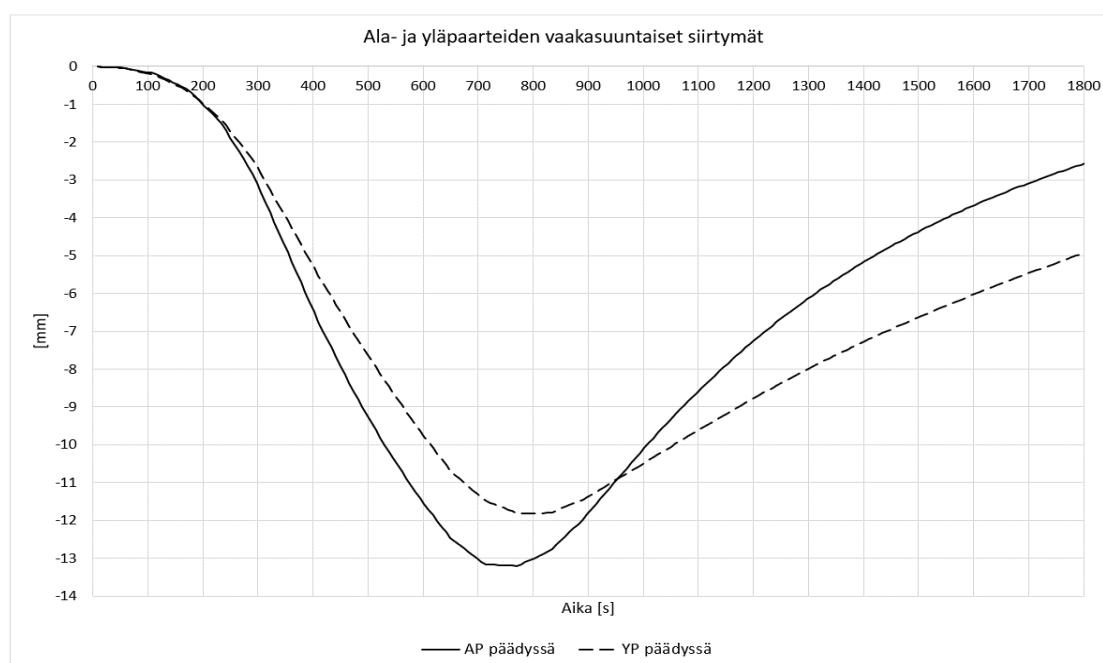


LIITE H: VOIMASUUREITA JA SIIRTYMIÄ LÄMPÖTILAN VAIKUTUKSISTA

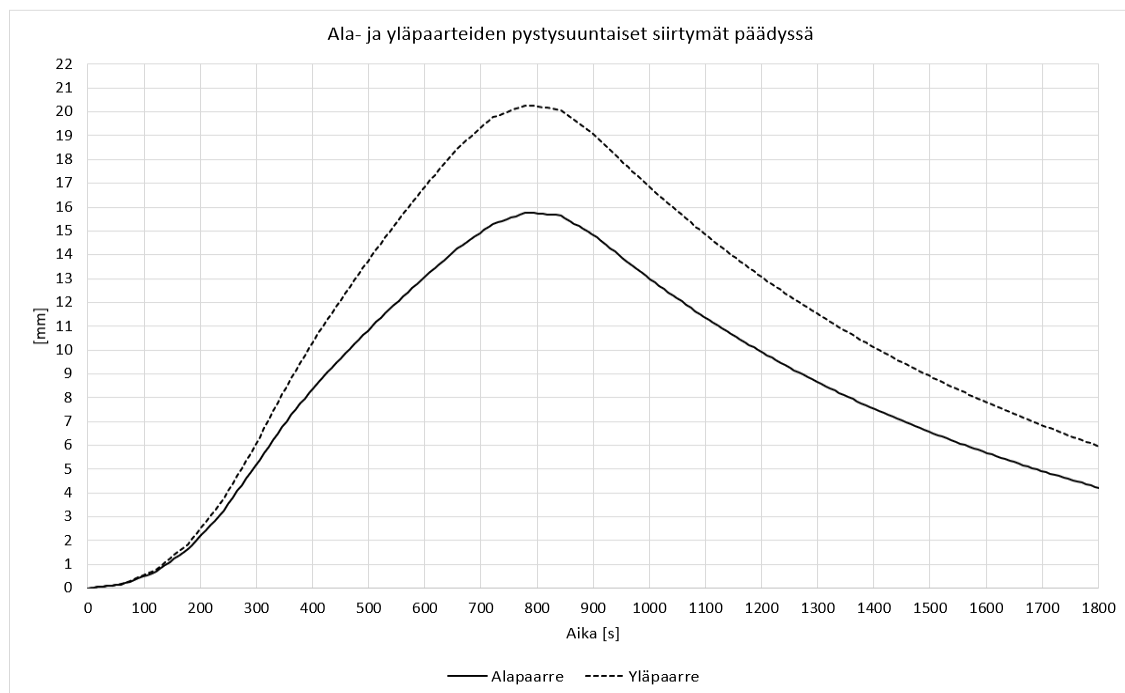
Alla olevassa kuvassa on esitetty pilarin taivutuskestävyyden käyttöaste ajan funktiona standardipalon alaisena.



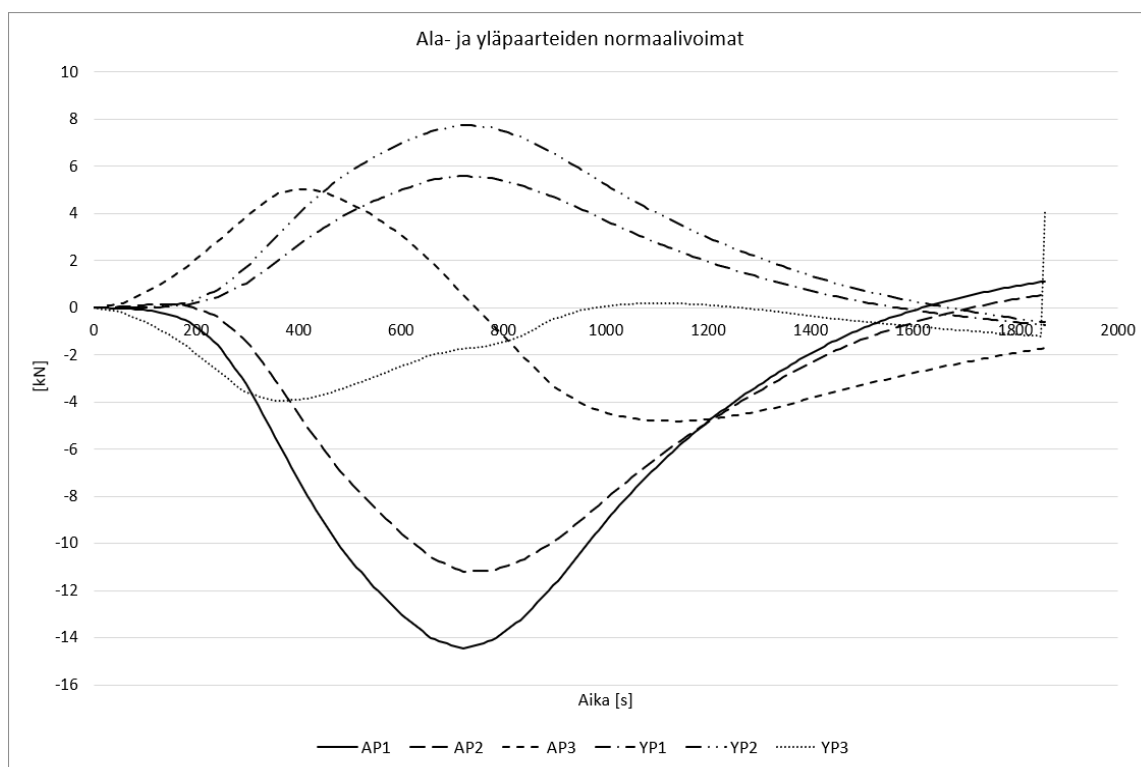
Alla olevassa kuvassa on esitetty ala- ja yläpaarteiden vaakasuuntaiset siirtymät ristikon päädyssä, kun palo on sijoitettuna kehän keskelle.



Alla olevassa kuvassa on esitetty ala- ja yläpaarteiden pystysuuntaiset siirtymät ristikon päädyssä, kun palo on sijoitettu pilarin viereen.



Alla olevassa kuvassa on esitetty ala- ja yläpaarteiden normaalivoimakuvajaia, kun paikallinen palo on sijoitettu kehän keskelle. Sijainnit kuvaa 59 vastaavista kohdista.



Alla olevassa kuvassa on esitetty ala- ja yläpaarteiden normaalivoimakuvauja, kun paikallinen palo on sijoitettu pilarin viereen. Sijainnit kuvaa 59 vastaavista kohdista.

